

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913,

NO 19.

### Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton.

Vortrag von Dipl.-Ing. Friedlaender, Oberingenieur der Firma Brenzinger & Co. in Freiburg i. Br., gehalten auf der XVI. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913.



Bei geringen Konstruktionshöhen und im Verhältnis dazu großen Spannweiten treten im Brückenbau an den Konstrukteur oft Aufgaben heran, zu deren Lösung er zu kühnen, neuartigen Konstruktionen greifen muß. Einige von der Firma Brenzinger & Co. in Freiburg ausgeführte Beispiele seien nachfol-

neben einander liegende Hauptträger nach Art der Konstruktion einer Plattenbalken-Decke vorgesehen sind. Die Aufgabe, trotz der geringen Konstruktionshöhe die Brüstungen nur so hoch werden zu lassen, daß sie die freie Aussicht nicht behindern, ist bei der ersten Gruppe auf zweifache Weise gelöst, einmal durch Anwendung von Bogen- oder Rahmenkonstruktionen mit 2 Gelenken, das andere Mal durch Ausleger-Träger mit einem festen und einem beweglichen Auflager.

gend dargestellt. Diese Beispiele lassen sich sowohl konstruktiv als auch statisch in zwei Gruppen zusammenfassen: Bei der ersten sind 2 äußere Hauptträger angeordnet, die zum Teil gleichzeitig die Brüstungen bilden, während bei der zweiten parallel

#### 1. Wegüberführung in Orschweier.

Bei dieser der ersten Gruppe angehörigen Brücke, die in Abb. 1, S. 148, in der Gesamtterscheinung, in Abbildung 2 im Längsschnitt, in Abbildung 3 im Quer-

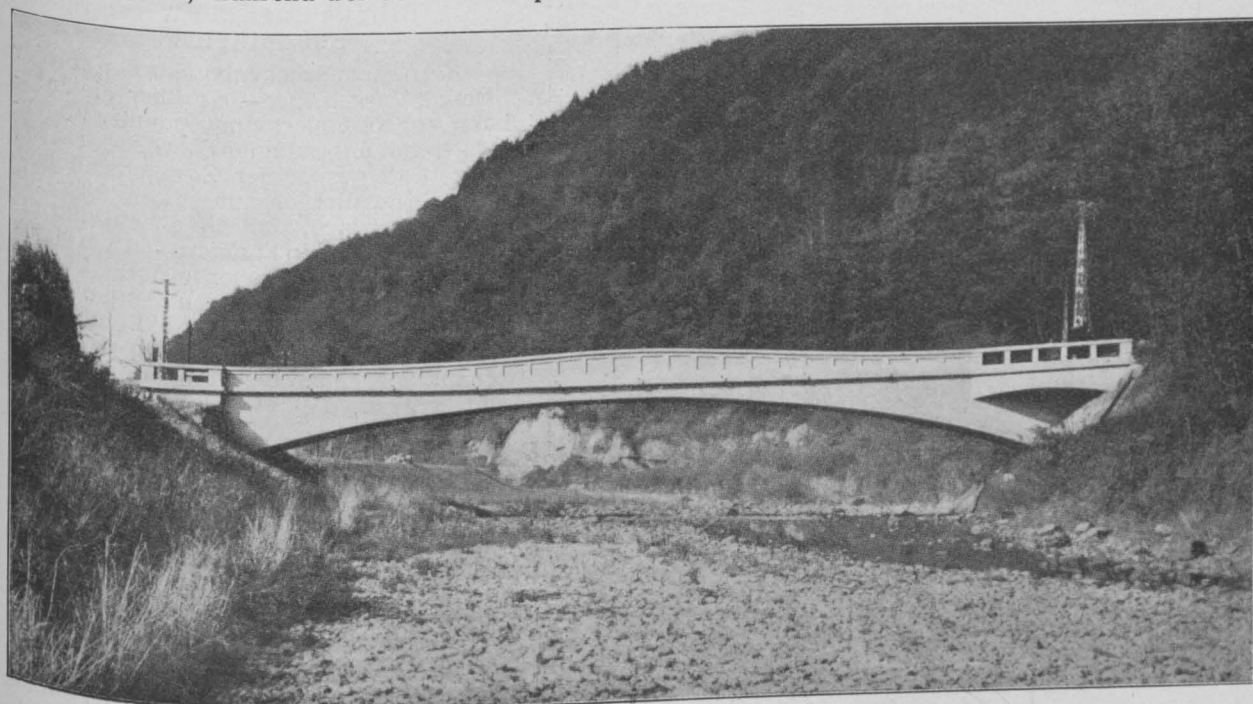


Abbildung 10. Gesamtansicht der Brücke über die Wiese in Schopfheim.

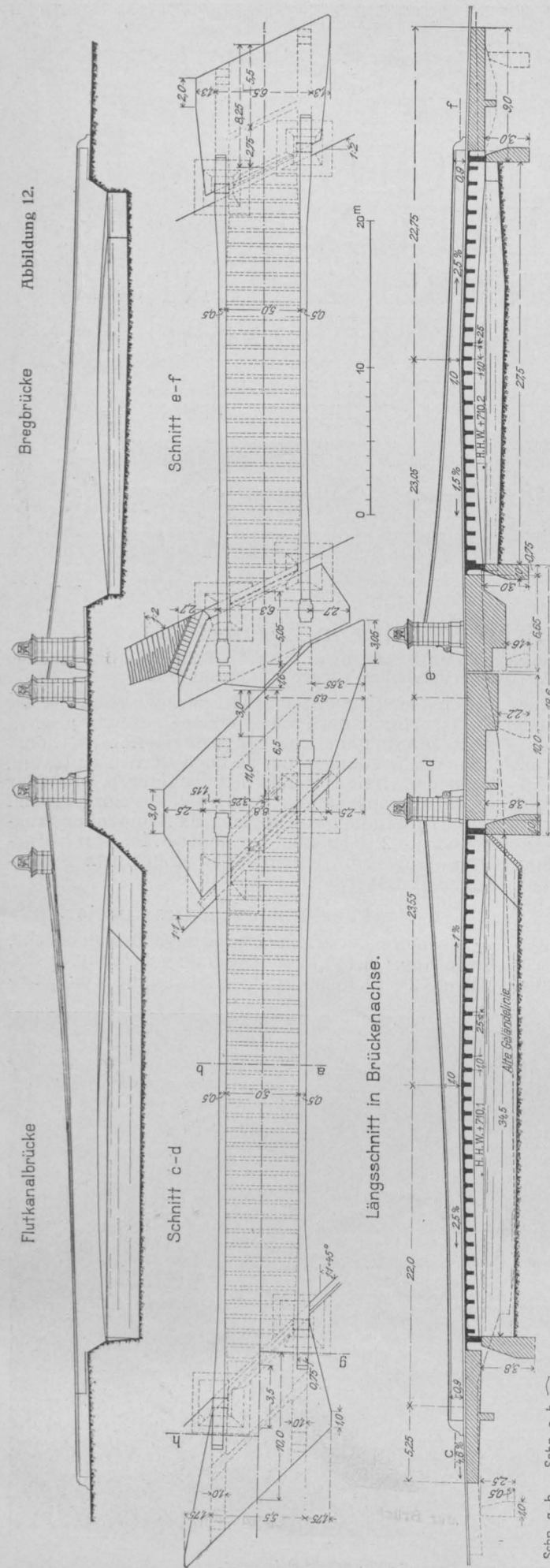


Abbildung 12. Straßenbrücke über die Breg bei Wolterdingen.

schnitt dargestellt wird, ist die 5 m breite Fahrbahn zwischen die beiden Brüstungs-Träger eingesattelt, die als Zweigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschub ausgebildet sind. Sie überragen die Fahrbahn in Brückenmitte um 1,7 m, während die Brüstung an den Auflagern nur noch 1,05 m Höhe besitzt. Der Bogen ist an den Auflagern noch 1,2 m unter den Angriffspunkt des Zugbandes herunter gezogen, sodaß sich ein Bogenstich von 1/10 bei 20 m Spw. ergibt. Bei einer gleichbleibenden Breite von 50 cm hat der Bogen im Scheitel 48, am Kämpfer 68 cm Höhe erhalten. Die Brüstung, sowie die in die Felder zwischen die Hängepfosten eingeschobenen Platten sind als 7 cm starke Monier-Wände ausgeführt.

Die Sichtflächen der Tragkonstruktion erhielten einen Vorsatzbeton von Granit-Beton, die Zwischenfüllungen Spritzbewurf.

Anordnung und Verteilung der Eisen-Einlagen in den Haupt- und Nebenträgern geht aus Abbildung 4 und dem Querschnitt Abbildung 3 hervor. Besondere Sorgfalt mußte auf die Verankerung der Eisen des Zugbandes sowie auf die Eisen der Hängesäulen gelegt werden. Abbild. 5, S. 148, die ein Bild während der Ausführung gibt, läßt außerdem die Schwierigkeiten erkennen, welche die plangemäße Unterbringung der Eisen-Einlagen in dem geringen Beton-Querschnitt bereitete.

Besondere Schwierigkeiten bot auch die Einrüstung der Brücke, da 3 sehr stark befahrene Gleise frei gehalten werden mußten, während nur 30 cm Konstruktionshöhe für die Einrüstung über dem zu überbrückenden Bahnprofil zur Verfügung standen. Wie die Darstellung des Lehrgerüsts Abbildung 6 erkennen läßt, mußten daher Differdinger Grey-Träger N. 24 über den beiden Mittelgleisen verlegt werden. Abb. 7, S. 148, gibt ein Bild von der Ausführung wieder, das ebenfalls die geringe Konstruktionshöhe des Lehrgerüsts erkennen läßt.

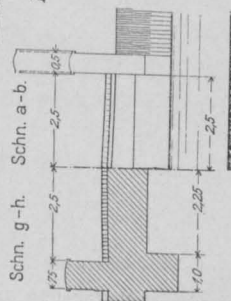
Die Kosten der Ueberbrückung ausschließlich Widerlager und Erdarbeiten stellten sich auf 16000 M.

## 2. Brücke über die Wiese in Schopfheim.

Bei diesem Brückenbau wurden von der Firma 2 Vorschläge — ein über die Fahrbahn angeordneter, eingespannter Bogen-Träger mit angehängter Fahrbahn und ein ganz flach gespannter Zweigelenkbogen, dessen Hauptträger nur soweit über die Fahrbahn treten, daß sie gleichzeitig als Brüstungen dienen können — in Vergleich gestellt. Die Vorzüge der letzteren Lösung waren mit Rücksicht auf den Langholz-Verkehr der unmittelbar rechtwinklig anschließenden Uferstraßen und wegen der landschaftlich schönen Lage der Brücke derart einleuchtend, daß ihre Ausführung trotz erheblicher Mehrkosten gegenüber dem Vergleichs-Entwurf und den Entwürfen anderer Firmen beschlossen wurde.

Abbildung 8 und 9 zeigen im Längs- und Querschnitt die allgemeine Anordnung des Bauwerkes, während Abb. 10, S. 145 die gefällige Gesamt-Erscheinung wiedergibt. Der homogene Charakter der Eisen-

Abbildung 13. Querschnitte zu Abbildung 12.





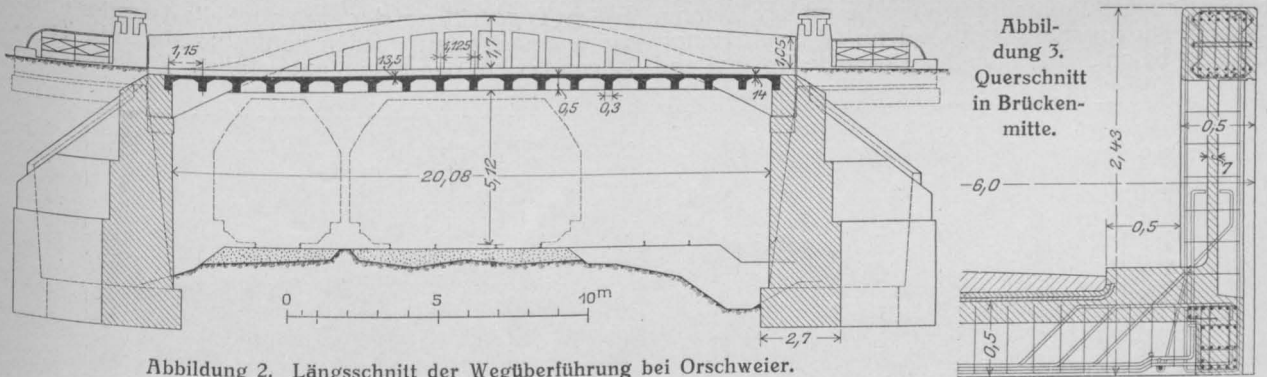


Abbildung 2. Längsschnitt der Wegüberführung bei Orschweier.

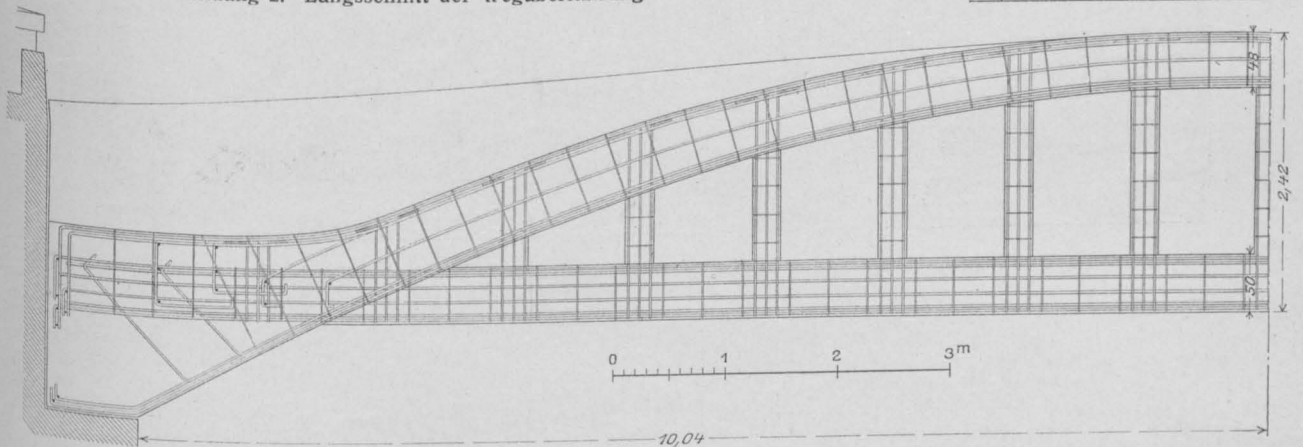


Abbildung 4. Verteilung der Eiseneinlagen im Hauptträger.

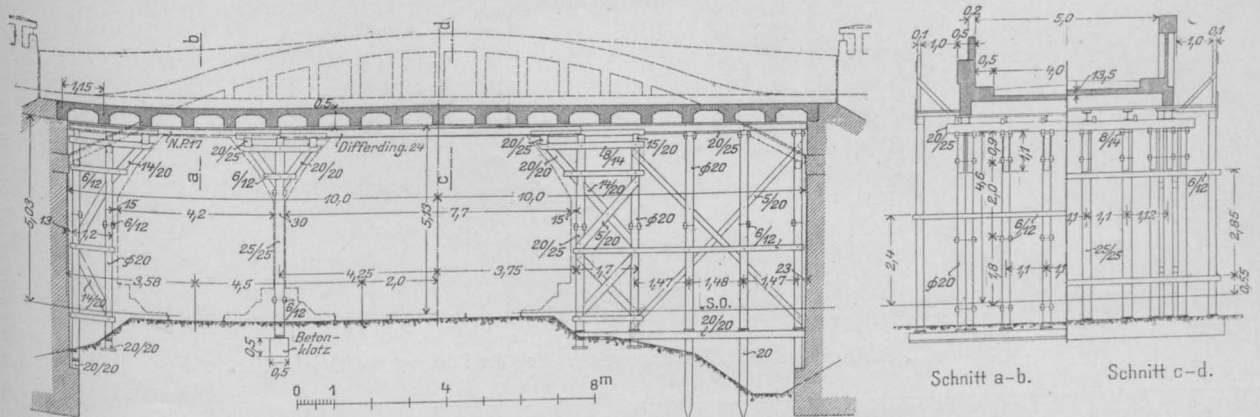


Abbildung 6. Ausbildung des Lehrgerüsts der Wegüberführung bei Orschweier.

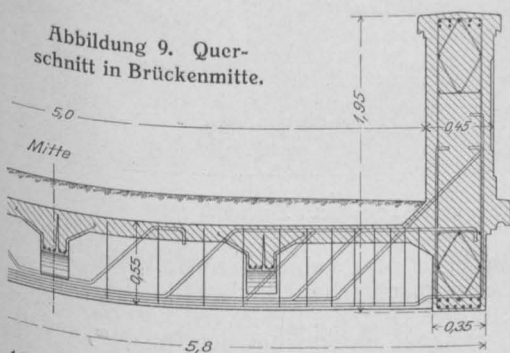


Abbildung 11. Spiralarmierung des Bogens.

beton-Konstruktion ist hier ohne besondere Zutaten gezeigt. Die Brüstung ist als solche durch ein Haupt-Gesims betont. Sie erhielt 2,5 cm tiefe Spiegel und frei zu Tage tritt, auf der anderen Seite 1 m unter Fluß-  
sohle angetroffen werden sollte, so sind die Trag-  
bögen bis auf den Fels hinabgeführt. Zwischen den

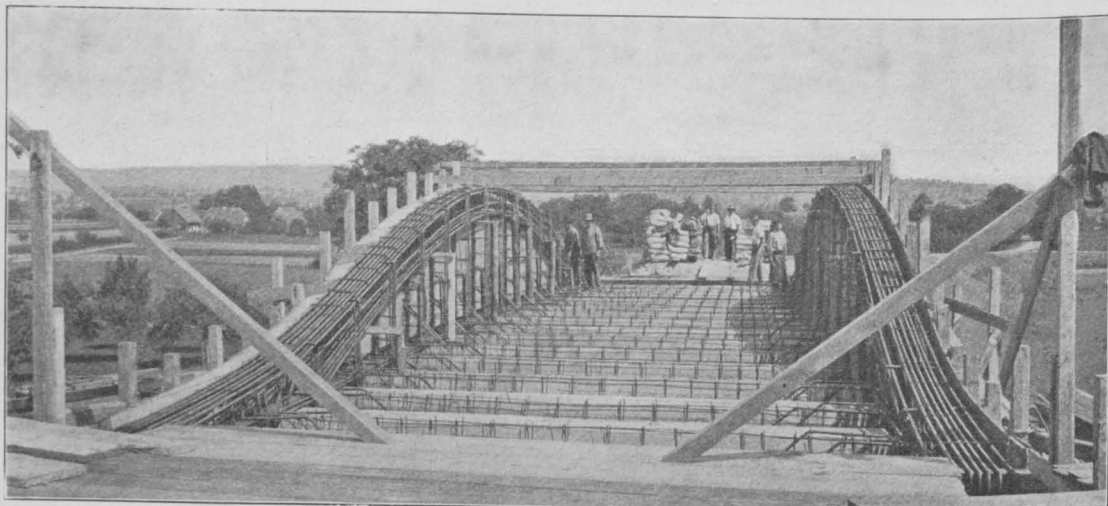


Abbildung 5. Eiseneinlagen in Haupt- und Nebenträgern. Brücke bei Orschweier.

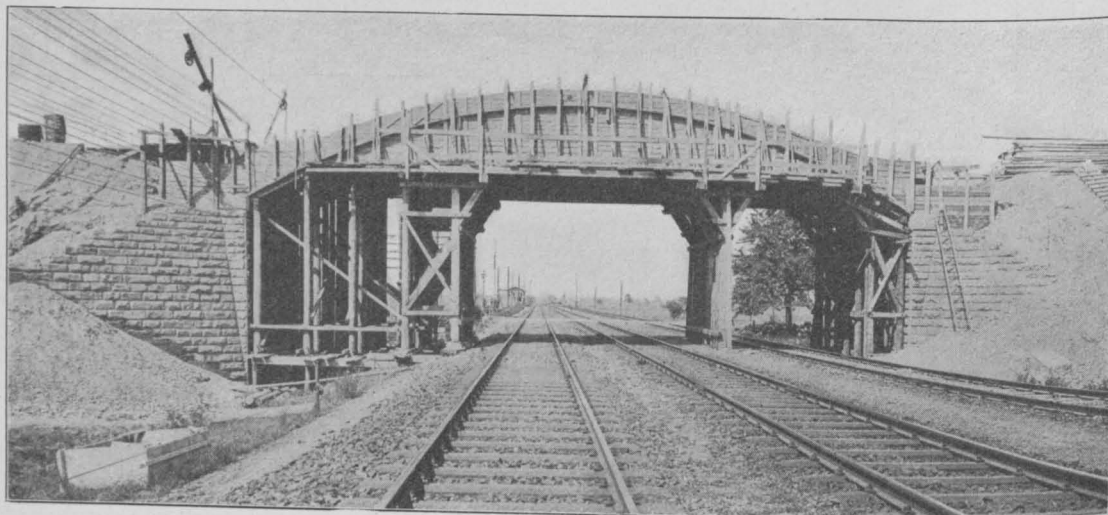


Abbildung 7. Lehrgerüst und Einschalung der Wegüberführung bei Orschweier.



Abbildung 1. Wegüberführung bei Orschweier. System: Zweigelenkbogen mit Zugband.

glatte Abdeckplatte mit Wassernase. Die gesamten Sichtflächen haben Muschelkalk-Vorsatzbeton, teils scharriert, teils gestockt erhalten.

Da der Fels auf der einen Seite der Uferböschung

Gelenken ergibt sich dann eine Spannweite von 34,8 m, während die vorgeschriebene Lichtweite 31 m beträgt. Die Pfeilhöhe des Bogens, gemessen von Mitte Gelenk bis Bogenachse im Scheitel, beträgt 2,4 m, sodaß



sich ein Pfeilverhältnis von 1:14,5 ergibt, während der Pfeil der unteren Bogenleibung nur 1,6 m, also  $\frac{1}{22}$  der Spannweite beträgt. Bei dem geringen Pfeilverhältnis erschien es nicht ratsam, ein Scheitelgelenk einzufügen, was zur Ausschaltung der aus einer vorgeschriebenen Temperatur-Differenz von  $\pm 25^\circ\text{C}$ . sich ergebenden großen Zusatzmomente an sich wünschenswert gewesen wäre.

Als Nutzlast waren der Berechnung 400 kg/qm und ein 12-t-Wagen zugrunde gelegt zuzüglich 20% für

nen die äußere rechteckig, die innere rhombisch ist, wodurch nach Möglichkeit Zusatzmomente in den Spiralen vermieden werden. Die Berechnung erfolgte ganz ähnlich wie bei spiralarmierten Stützen unter Einführung eines ideellen Betonquerschnittes  $F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s$ , wobei eine Höchstbeanspruchung von 50 kg/qcm, entsprechend der nachgewiesenen Druckfestigkeit von 350 kg/qcm, zugelassen war. Wie aus dem Querschnitt, Abb. 9, S. 147, hervorgeht, sind die Fahrbahnträger in 1 m Abstand angeordnet und werden

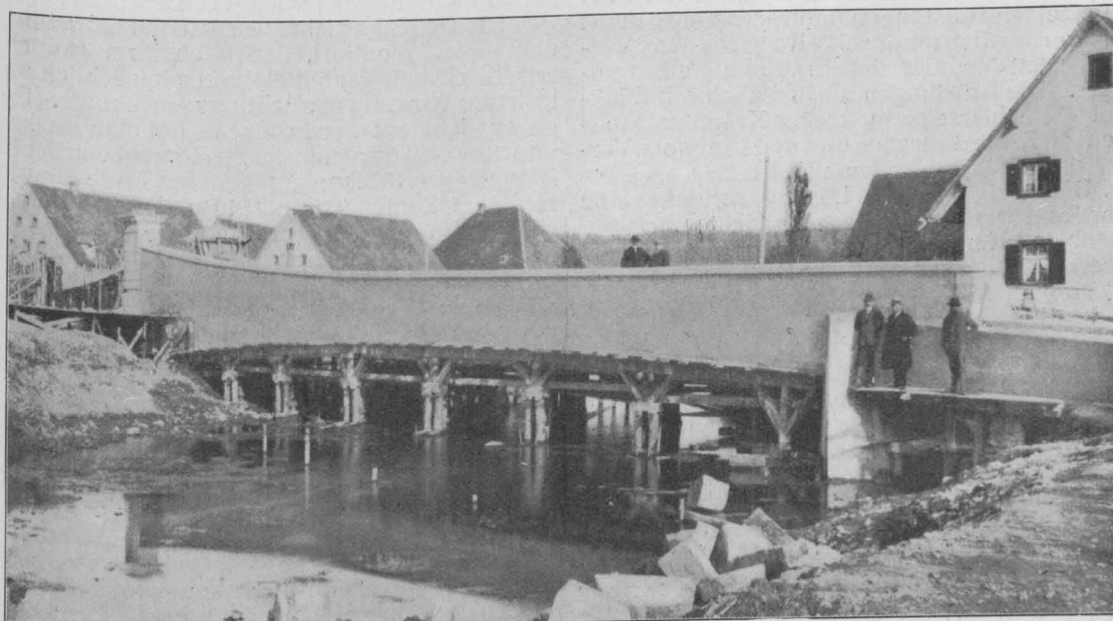


Abbildung 14. Aufnahme der Breg-Brücke kurz vor Vollendung.

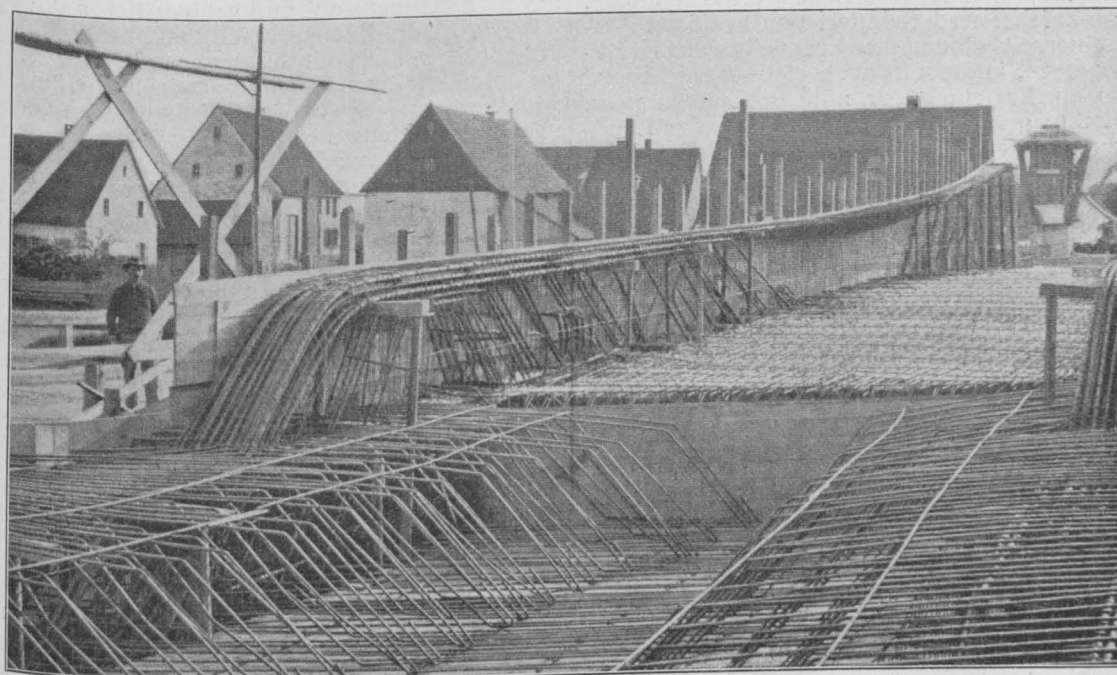


Abbildung 15. Eiseneinlagen eines Hauptträgers in der Schalung. Brücke bei Wolterdingen.

Erschütterungen. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich ein größtes Moment von 170 tm und ein größter Horizontalschub von 324 t; die Druckquerschnitte mußten daher bei den zur Verfügung stehenden Querschnitts-Abmessungen Spiralarmierungen erhalten. Diese paßt sich, wie Abb. 11 zeigt, möglichst dem Momentenverlauf an und liegt im oberen Druckgurt nur im Scheitel, während sie in der unteren Zone in ganzer Trägerlänge durchläuft. Dem auftretenden Moment entsprechend wechselt sowohl die Höhe wie auch die Ganghöhe der Spiralen. Die Spiralarmierung besteht aus zwei ineinander geschobenen Spiralen, von de-

durch Querträger in 3 m Abstand aufgenommen.

Die Gelenke bestehen aus 20 mm starken Bleiplatten, deren Auflagerflächen mit Rücksicht auf die Spiralarmierung und die besonders gute Betonmischung für eine Beton-Druckbeanspruchung von 90 kg/qcm berechnet worden sind. Zur Sicherung gegen Abscheren wurden durch Gelenkmitte starke Rundeseisen vom Bogen in die Druckverteilungsplatten geführt, die auf der einen Seite unmittelbar gegen den Fels betoniert worden sind, vergl. Abb. 8, S. 147. Bei der Probelastung haben sich die Gelenke tadellos bewährt und der Bogen hat nennenswerte Durch-

biegungen nicht gezeigt. Besonderer Wert wurde auch auf die richtige Ausbildung der Bewegungsfugen über den Gelenken gelegt, die durch die Brüstungen hindurchgeführt sind.

Die Kosten belaufen sich einschließlich Tiefergründung des einen Widerlagers auf rd. 30000 M.

### 3. Brücke bei Wolterdingen über die Breg und einen Flutkanal.

Die Brücken haben mit den beiden vorher gegebenen Beispielen insofern Ähnlichkeit, als auch bei ihnen die beiden Brüstungen mittragend ausgeführt sind; außerordentlich ungünstige Konstruktions-Verhältnisse gestatteten aber die Anwendung eines Bogens nicht. Die Brüstungen durften auch mit Rücksicht auf die beiderseits in starker Krümmung anschließenden Zufahrtsstraßen und den Langholz-Verkehr an den Brücken-Enden nicht höher als 90 cm werden. Die einzig mögliche Lösung war daher eine Ausleger-Konstruktion mit Gegengewichten.

Eisenbeton-Konstruktionen ähnlicher Art hat die Firma bereits früher bei größeren Hochbauten angewendet, so bei der Eingangshalle des Kollegien-Gebäudes der Universität Freiburg\*), wo es galt, eine auf zwei Säulenreihen ruhende Decke von 3 m Spw. der Seitenfelder, 16,4 m des Mittelfeldes herzustellen. Unter Ausnutzung der architektonischen Form der Decke wurden hier die Träger über den Seitenschiffen als Ausleger für die Entlastung des weit gespannten Mittelschiffes mit herangezogen. Sie sind außerdem mit Kiesfüllung beschwert, während im Mittelfeld nur Schlackenfüllung angewendet ist.

Die Brücken, deren Gesamt-Anordnung Abb. 12, S. 146, in Ansicht, Grundriß und Längs-Schnitt, Abbildung 13 in Querschnitten wiedergibt, liegen dicht oberhalb der Vereinigung von Breg und Flutkanal. Zwischen beiden liegt eine inselartige bebaute Landzunge, die eine Zufahrt zur Brücke erhalten mußte.

Diese Zufahrt wird flankiert von kräftigen Pfeilern, die einerseits einen guten architektonischen Abschluß ergeben, anderseits auch statisch mitbenutzt sind, um zur Erzielung der nötigen Entlastung in Brückenmitte große Gegengewichte bei der Landzunge zu erhalten. Diese Gegengewichte ergeben über dem Auflager sehr große negative Momente.

Die Stützweite der Flutkanal-Brücke beträgt 36,5 m, der Bregbrücke 29,5 m. Die Breite der Fahrbahn, die zwischen die Hauptträger eingesattelt ist und von Plattenbalken in 1 m Teilung gebildet wird, beträgt 5 m.

Die Berechnung erfolgte für eine Nutzlast von 400 kg/qm und eine Dampfwalze von 16 t Dienstgewicht, zuzüglich 20 % für Erschütterungen.

Für die architektonische Ausgestaltung der Brücke sind verschiedene Entwürfe aufgestellt worden, bis schließlich die Ausbildung nach dem Entwurf des Reg.-Baumeisters Rudolf Ammann gewählt wurde, wie sie Abbildung 14, S. 149, von der Breg-Brücke zeigt. Bei den vorliegenden, sehr ungünstigen Konstruktionsverhältnissen war es schwer, eine auch

architektonisch befriedigende Lösung zu finden. Bemerkt sei noch, daß die Pfeileraufbauten und Abdeckplatten eine steinmetzmäßige Bearbeitung erfuhren.

Die Hauptträger haben eine flach gewölbte Unterseite; ihre Höhe beträgt von der Mitte bis zum Brücken-Ende 2 m, während sie nach den Pfeileraufbauten zu auf 4 m zunimmt, wovon etwa 1,1 m unter der Fahrbahn liegen; ihre Breite ist 50 cm in Brücken-Mitte, nimmt gegen die Auflager auf 75 cm zu, bzw. auf 1 m unter der Fahrbahn, um die vielen Eisen aufnehmen und als Druckgurt dienen zu können.

Die Gegengewichte wurden auf Schraubenspindeln derart montiert, daß nach ihrer Ausschaltung vor Ausrüstung der Mittelöffnung tatsächlich eine entlastende Wirkung erreicht werden konnte. Das Gegengewicht auf der Inselseite hat eine Auskragung von 10 m und das entlastende Moment beträgt für den Hauptträger 1370 tm; am anderen Ende sind die bezüglichen Zahlen 9 m und 540 tm. Es ergibt sich dann ein Mittelmoment von nur 137 tm, während es bei Annahme eines einfachen Balkens sich auf 1100 tm gestellt hätte. Diese Zahlen zeigen am besten den großen Einfluß der Gegengewichte, durch die das Moment in Balkenmitte auf etwa ein Zehntel desjenigen eines einfachen Balkens herabgedrückt worden ist.

Die Hauptträger haben infolge dessen trotz 36,5 m Spw. eine Höhe von nur 1,95 m in der Mitte; sie erhielten Längsarmierung mit Considère-Haken, Abbildung 15, außerdem sowohl im mittleren Teil oben, wie vor allem über den Auflagern starke Spiralarmierung. Es sind jeweils 2 in einander geschobene rechteckige und rhombische Spiralen, bei den größeren Breiten 2 solcher Doppelspiralen neben einander, zur Ausführung gekommen. Ueber den Auflagern sind zur Ueberleitung der großen Auflasten auch noch lotrecht stehende runde Spiralen angeordnet. Die nach oben laufenden Eisen nehmen das negative Moment auf und greifen tief in die Pfeiler.

Die Beton-Beanspruchungen blieben durchweg unter 40 kg/qcm. Die durch Temperatur-Schwankungen veranlaßten Zusatzspannungen werden durch Anwendung eines beweglichen Auflagers an der Landseite ausgeschaltet. Auf der Inselseite wurden feste Auflager mit einer Zwischenlage von 15 mm starken Bleiplatten angeordnet, da dort der Auflagerdruck fast doppelt so groß, nämlich fast 420 t ist.

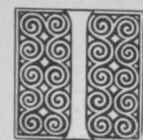
Die beweglichen Auflager bestehen aus Eisenbeton-Pendeln von 90 cm Höhe, 80 cm Breite, 1 m Länge. Zur gleichmäßigen Drucküberleitung der Auflagerreaktionen von 260 t sind auch hier oben und unten Bleiplatten zwischengelagert. Auf Grund genauer theoretischer Untersuchungen der Zusatzspannungen, die bei diesen reinen Eisenbeton-Gelenken in den Bleiplatten sowohl, wie auch in den Gelenkkörpern auftreten, entschloß sich die Firma, von den üblichen Stahlpendeln abzusehen und auch für die Gelenke Eisenbeton zu verwenden. Bei dem letzten Beispiel werden Gelenke derselben Art noch näher behandelt.

Die Kosten beider Brücken einschließl. des Kleinfusters stellten sich auf rd. 90000 M. — (Schluß folgt.)

\*) Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1911, S. 13 ff.

## Der Verbund-Holz-Eisenbeton-Pfahl, Bauart Heimbach.

Von Prof. Dr.-Ing. Schönhöfer in Braunschweig.



In den letzten Jahrzehnten wurde auf dem Gebiete der Pfahlgründung der altbewährte Baustoff, das Holz, durch den Beton und den Eisenbeton fast vollständig verdrängt. Es ist jedoch eine bekannte Tatsache, daß der Beton von manchen Bodenarten und Grundwässern angegriffen wird. Das gilt insbesondere für moorigen und schlammigen Boden und für Grundwasser, welches Säuren, saure Salze, Schwefelverbindungen, Magnesiumsalze oder Kohlensäure enthält. Das Holz wird dagegen von den genannten Bodenarten und Grundwässern in keiner Weise angegriffen. Es ist daher der Gedanke naheliegend, in solchen Fällen, wo der Beton durch den Boden oder durch das Grundwasser angegriffen wird, einen Verbundpfahl unten aus Holz und oben aus Eisenbeton zu verwenden und es wurde dieser Gedanke durch die von Ing. Michael Heimbach ersonnene und

im In- und Ausland patentierte Bauart in gelungener und einfacher Weise verwirklicht.

Die Herstellung dieser Verbundpfähle gestaltet sich nach Abbildung 1 folgendermaßen. Der Holzpfahl *H* wird vor dem Einrammen am Kopfende zylindrisch gearbeitet, sodaß ein breiter bandartiger Ring darüber gezogen werden kann. Dann wird der Holzpfahl soweit eingrammt, daß der Pfahlkopf etwa einen Meter das Gelände oder den Wasserspiegel überragt. Dann wird der Kopfring beseitigt und ein unten konisches Stahlrohr *S* mittels einer Rohrhaube über den Pfahlkopf getrieben. Und nun wird in den Pfahlkopf ein eigenartig ausgebildeter Ringkeil *K* mittels eines Pfahlaufsatzes durch Rammen eingetrieben. Durch dieses Eintreiben des Ringkeiles wird der ursprünglich zylindrische Pfahlkopf konisch aufgetrieben, wodurch der konische Teil des darüber befindlichen Stahlrohres unter großem Druck



vollständig ausgefüllt und eine vollkommene dichte Verbindung bewirkt wird. Der Ringkeil, welcher in Abbildung 2 besonders dargestellt ist, besitzt radiale Keilrippen, welche ein gleichmäßiges Auftreiben des Pfahlkopfes in radialer Richtung bewirken und die Entstehung radialer wilder Risse im Pfahlkopf verhindern. Bei Pfählen von geringer Stärke kann auch anstelle des Ringkeiles der in Abbildung 3 dargestellte kegelförmige mit radialen Keilrippen versehene Keil  $K'$  verwendet werden.

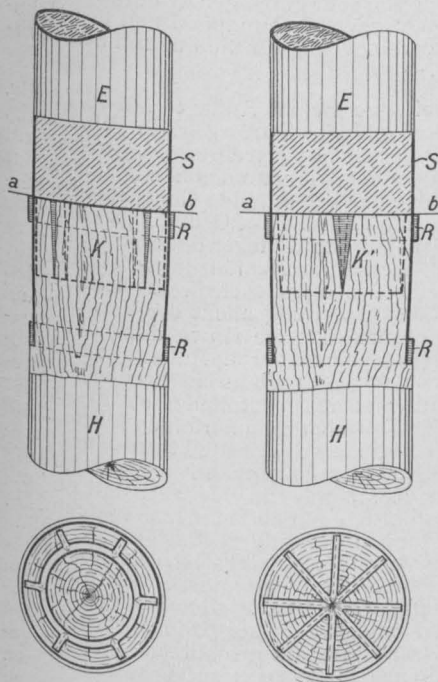


Abbildung 1 (links).

Abbildung 5 (rechts).

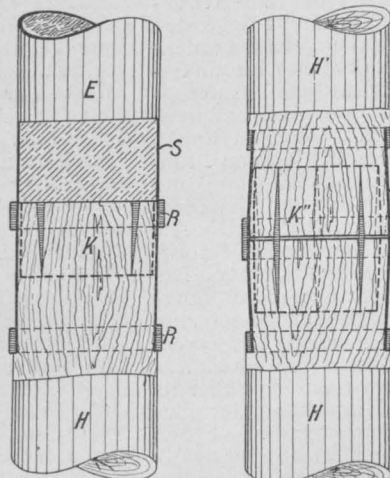


Abbildung 4.

Abbildung 5.

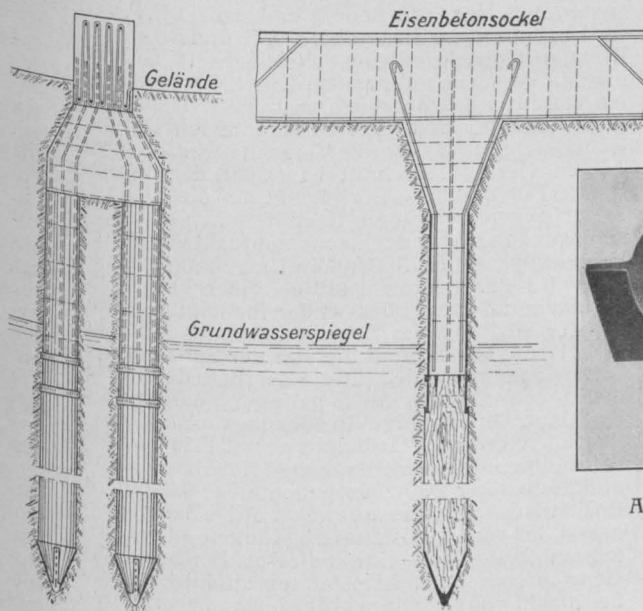


Abbildung 6 (links).

Ausgeführte Pfahlgründung in Lindau.

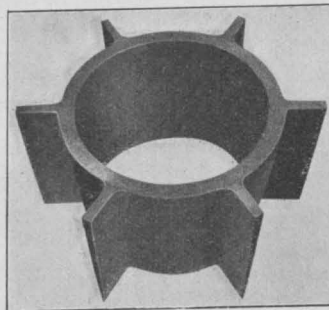


Abbildung 2. Ringkeil.

Um eine gefährliche Auftreibung des Stahlrohres an der Verbundstelle infolge des Eintreibens des Ringkeiles zu vermeiden, werden besondere eiserne Schutzringe  $R$  daselbst angeordnet.

Der mit dem Stahlrohr auf diese Weise fest verbundene Pfahl wird sodann mittels eines Rohraufsatzes bis zu der gewünschten Tiefe eingerammt. Dann wird in das Stahlrohr die Eisenbewehrung eingebracht und das Rohr mit Beton gefüllt. Bei Verwendung von stärkeren Stahlrohren kann unter Umständen eine besondere Bewehrung entfallen.

Anstelle des Stahlrohres mit den konischen Enden kann auch nach Abbildung 4 ein durchweg zylindrisches Rohr verwendet werden. Da aber der Widerstand des zylindrischen Rohres viel geringer ist, als der Widerstand des konischen Rohrendes, so müssen daher in diesem Falle besonders starke Schutzringe  $R$  verwendet werden.

Der Keilring kann auch in doppelter Form zum Aufpfropfen von Holzpfählen verwendet werden. Zu

diesem Zweck wird nach Abbildung 5 ein beiderseits konisches Stahlrohrstück  $S$  auf den zylindrisch angearbeiteten Pfahlkopf gerammt. Dann wird auf den Pfahlkopf der Doppelringkeil  $K''$  aufgesetzt und der Verlängerungspfahl  $H'$  mit dem zylindrisch angearbeiteten Ende in das freie Ende des Stahlrohres eingerammt. Ein weiteres Einrammen bewirkt dann, daß der Doppelringkeil in die beiden Enden der Pfähle eingetrieben wird, dieselben konisch auftreibt, wodurch die beiden Pfahl-Enden mit dem Stahlrohrstück unter bedeutender Pressung fest und dicht verkeilt werden.

Neben dem Vorteil, bei Bodenverhältnissen in Verwendung zu kommen, bei welchen eine Zerstörung des Betons zu befürchten ist, besitzen die Heimbach'schen Verbund-Pfähle noch eine ganze Reihe weiterer Vorzüge.

Ein wertvoller Vorteil besteht darin, daß das Einrammen der Holzpfähle mit der gewöhnlichen Holzpfahl-Ramme erfolgen kann, während bei den Eisenbetonpfählen kostspielige Sonderrammen und schwere Rammgerüste verwendet werden müssen. Bei schlammigem und moorigem Boden, wo die Aufstellung der schweren Rammgerüste nicht nur bedeutende Schwierigkeiten, sondern auch namhafte Kosten verursacht, ist dieser Vorteil besonders zu schätzen.

Während bei der Verwendung von Eisenbetonpfählen besondere Anlagen für die Herstellung der Bewehrung, die Herstellung der Schalung und für das Stampfen der Pfähle notwendig sind, bedarf es bei der Pfahlgründung mit Verbundpfählen gar keiner besonderen Vorbereitungen und Anlagen. Es wird daher der Heimbach'sche Verbundpfahl bei Gründungen kleineren Umfanges, bei welchen sich die Errichtung einer besonderen Anlage zur Herstellung von Eisenbetonpfählen wegen der zu großen Kosten nicht lohnt, besonders wertvoll sein.

Einen weiteren Vorteil, welchen dieser Verbundpfahl mit den Holzpfählen gemeinsam und den Eisenbetonpfählen voraus hat, besteht darin, daß die Holzpfähle in weichem, lehmigem, schlammigem und moorigem Boden nach längerer Ruhezeit, eine bedeutende Zunahme der Tragfähigkeit aufweisen, was durch die Erfahrungen in der Praxis und durch Versuche mehrfach nachgewiesen wurde.

Gegenüber den Holzpfählen besitzen die Verbundpfähle die vorteilhafte Eigenschaft, daß sie beim Ueberragen des Grundwasserspiegels und bei schwankendem Grundwasserstand nicht durch Fäulnis zerstört werden. Die für die Holzpfähle sehr verderblichen, unvorhergesehenen dauernden Senkungen des Grundwasserspiegels können dem Verbundpfahl nichts anhaben, so lange der Holzteil genügend tief angeordnet ist.

In besonders vorteilhafter Weise kann der Verbundpfahl bei Meeresbauten verwendet werden. Bekanntlich werden die frei im Meereswasser stehenden Holzpfähle durch die Bohrmuschel und den Bohrwurm zerstört, während andererseits Eisenbetonpfähle im Meereswasser nicht selten ebenfalls angegriffen werden. Durch die Verwendung der Heimbach'schen Verbundpfähle in der Weise, daß der Holzteil in der Erde steckt und der dem Meereswasser ausgesetzte Teil aus dem rohrumhüllten Eisenbeton besteht, werden diese Nachteile vermieden\*).

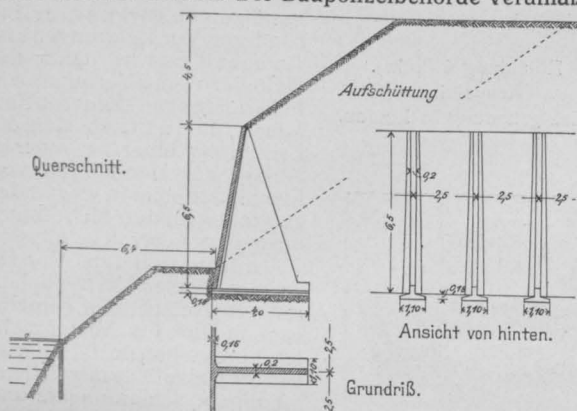
Aber auch die nach der Bauart Heimbach aufgefropften Holzpfähle werden in gewissen Fällen mit

\* Als Voraussetzung gilt hierbei natürlich, daß das Stahlrohr bezw. das Stahlrohrstück, mit Rücksicht auf die Gefahr des Rostens, mit einem Anstrich, einem Metallüberzug und dergl. zu versehen ist, und daß dasselbe auch eine entsprechende Wandstärke besitzt.

Vorteil zur Verwendung kommen. Dasselbe betrifft beispielsweise die für die Schifffahrt notwendigen Dükdalen, zu welchen wegen der erforderlichen bedeutenden Elastizität nur Holzpfähle in Betracht kommen. Da bisher wegen der gänzlich unzureichenden Aufpfropfungsverfahren eine Verwendung von zusammengesetzten Pfählen für diese Zwecke ausgeschlossen war, so mußten bei größeren Schifffahrtstiefen sehr lange Pfähle mit bedeutenden Kosten beschafft werden. Da nun durch die Heimbach'sche Pfahlverbindung eine in jeder Hinsicht einwandfreie, feste, elastische und wasserdichte Aufpfropfung erzielt wird, so dürften sich dieselben für diese Zwecke ebenfalls sehr gut eignen\*). (Siehe die Fußnote auf S. 151.)

### Vermischtes.

**Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.** 4. Beschädigung einer Eisenbeton-Stützmauer. Am Ufer eines in tiefem Einschnitt liegenden Kanals war eine Eisenbeton-Stützmauer gebaut worden; es war beabsichtigt, dahinter auf dem hohen Ufer ein Gebäude zu errichten. Die Stützmauer bestand aus der eigentlichen Wand, die unten etwa 15 cm stark war und nach oben hin schwächer wurde, und aus 20 cm starken Rippen in 2,50 m Abstand, die auf 18 cm dicken Platten von 1,10 m Breite aufstanden. Die ganze Mauer war 122 m lang und hatte an beiden Enden etwa 10 m lange Seitenflügel, die ebenso ausgebildet waren wie die Hauptstrecke. Die Abmessungen und die Wirkungsweise der ganzen Anordnung sind aus der Abbildung deutlich zu erkennen. Die Eisenbetonfirma hatte die Erdarbeiten nur soweit übernommen, als diese zur Herstellung der Baugrube und zum Wiedereinbringen des Aushubbodens erforderlich waren. Vor der Abnahme wurde von der Firma nur eine kurze Strecke voll hinterfüllt; die Mauer erwies sich dabei als standsicher. Nachdem das weitere Hinterfüllen der ganzen Strecke durch einen anderen Unternehmer geschehen war, riß der eine Seitenflügel an der Ecke ab und neigte sich vornüber. Durch sofortiges Abstützen wurde ein völliges Umkippen des Flügels verhindert. Menschen sind nicht verletzt worden. Die Baupolizeibehörde veranlaßte



einen Sachverständigen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, die Sache zu untersuchen. Beim Abgraben der Hinterfüllungserde zeigte sich, daß nicht nur der Seitenflügel, sondern auch ein Teil der Vorderwand stark beschädigt war. Die Mehrzahl der Rippen war wagrecht abgedreht; dabei waren einige ganz von der Vorderwand abgerissen, andere hatten an der Uebergangsstelle starke Risse. Bei einigen hatte der Anschluß an die Vorderwand zwar gehalten; an diesen Stellen zeigte letztere aber starke Verbiegungen. Die statische Berechnung wies keine groben Fehler auf; sie nahm aber einen ausschließlich senkrecht zur Vorderwand gerichteten Erddruck bei günstigen Bodenverhältnissen an und ging dabei hart an die Grenzen der zulässigen Beanspruchungen heran. Darin lag ein doppelter Fehler. Erstlich dürfen derartig ausgebildete schwache Stützmauern, die dem Erddruck ausgesetzt werden sollen, nicht wie Hochbauten berechnet werden, bei denen man die größten Belastungen, die eintreten können, genau kennt. Zweitens war die Möglichkeit, daß seitlich gerichteter Erddruck auf die Rippen wirken könnte, außer acht gelassen worden; denn eine Seitenaussteifung der Rippen fehlte. Derartige Druckkräfte traten nachher tatsächlich auf. Denn der Unternehmer für die Erdarbeiten, der allerdings am Bau der Mauer unbeteiligt war, schüttete die Hinterfüllungserde in billigster Weise von einer Seite fortschreitend in steilem Böschungskegel hinter die Stützmauer. Darauf trat der Unfall ein. — L.-M.

### Literatur.

H. Struif, Betonpfahl „System Mast“. Ein Gründungsverfahren mit „Betonpfählen in verlore-

ner Form“. Holz-Eisenbeton-Verbundpfahl hat sich in der Praxis bereits mehrfach bewährt. Die Bauunternehmung Ing. Heimbach & Schneider in Lindau und in Hard bei Bregenz hat den Verbundpfahl bei verschiedenen Hoch-, Wasser-, Brücken- und Tiefbauten verwendet. Abbildung 6, S. 151, zeigt ein solches Beispiel aus der Praxis, nämlich eine Einzelheit der bedeutenden Pfahlgründungen beim Neubau eines Stifthauses in Lindau.

Im Hinblick auf die zahlreichen Vorteile und mit Rücksicht auf die bisherigen sehr günstigen Erfahrungen kann man dem Heimbach'schen Verbundpfahl und der Heimbach'schen Pfahlverlängerung für die Zukunft besten Erfolg voraussagen. —

ner Form“. Zweite, vermehrte Auflage. Mit 75 Textfig. Berlin 1913. Verlag von Julius Springer. (Pr. geh. 1,60 M.).

Die kleine Veröffentlichung ist eine Propagandaschrift in bester Form, die nicht, wie man das häufig findet, nur Vorzüge und Erfolge des behandelten Gegenstandes hervorhebt, sondern die Technik der Gründungs-Methode „Mast“ klar und ausführlich darlegt; dadurch und durch die zahlreichen interessanten Ausführungs-Beispiele aus der Praxis wird die Propagandaschrift zur belehrenden Fachliteratur. In der Einleitung blickt der Verfasser auf den Aufschwung zurück, den die Anwendung der Mastpfähle seit 1910 (Erscheinen der 1. Auflage seiner Broschüre) genommen hat; das Ergebnis ist erfreulich. Weiter wagt er kurz den Wert des Mastpfahles als Ersatz des Holzpfahles ab, der bisweilen zu Mißerfolgen führte, wenn der Grundwasserspiegel falsch ermittelt wurde oder nachträglich sank (Beispiel). Im folgenden Abschnitt wird der Werdegang eines Mastpfahles in der Werkstatt und auf dem Bauplatz ausführlich und an Hand von zweckmäßig gewählten Abbildungen geschildert und gezeigt, daß in einfachster Weise sich auch biegungsfeste, eisenbewehrte sowie konische Pfähle herstellen lassen. Von ganz besonderer Bedeutung ist der Vorzug des Systems, daß der Pfahlbeton sich leicht gegen die zerstörenden Wirkungen säurehaltiger Wässer (Moorsäure) schützen läßt; das geschieht durch Einlage eines auch unten geschlossenen Rohres von Asphaltpappe zwischen die „verlorene (eiserne) Form“ und den Betonkern (D.R.P.). Hiervon wird in moorigen Stellen bei den Gründungen der neuen Berliner Untergrundbahn „Nord—Süd“ Gebrauch gemacht. Versuche auf dem Stralauer Anger in Berlin zeigten, daß durch das moorige Grundwasser daselbst nach Jahresfrist die zunächst zu zerstörende Eisenblechhülle noch wenig angegriffen war (die Versuche werden fortgesetzt).

Im vierten Abschnitt bespricht der Verfasser die Ramm-Erschütterungen und zeigt, daß diese beim „System Mast“ gegenüber einem beim Rammen auf den Kopf zu schlagenden Holz- oder Eisenbetonpfahl von ganz wesentlich geringerem Einfluß auf die Umgebung sind; bekanntlich wird der Mastpfahl mittels einer Jungfer gerammt, die unten auf dem Holzkern der Pfahlschuppe aufsteht; die Jungfer sitzt lose im Rohr, leitet also seitlich keine Erschütterungen fort und die von der Spitze ausgehenden Schwingungen werden für die oberhalb der Spitze lagernden Bodenschichten um so geringer, je tiefer die Spitze eindringt. Durch einige Ausführungsbeispiele ist gezeigt, daß solch' kritische Gründungen mit Erfolg und ohne Gefährdung von bereits schadhafte Nachbarbauten in deren unmittelbarer Nähe vorgenommen werden konnten. Ebenfalls durch mehrere beweiskräftige Beispiele wird dargelegt, daß auch gemischte Gründungen — teils auf Pfählen, teils auf Banketten — einwandfrei ausführbar sind, und daß sich dabei erheblich an Kosten sparen läßt. Es folgt eine große Anzahl von Gründungs-Beispielen privater und öffentlicher Bauten, denen mehrfach lehrreiche und interessante Kostangaben beigelegt sind, insbesondere unter Vergleich der vergeblichen Kosten verfehlter Gründungen. Ferner sind einige Probelastungen ausführlich mitgeteilt, die eine vorzügliche und sichere Tragfähigkeit der Mastpfähle beweisen (normale Nutzlast i. d. R. 35 t). Im siebenten Abschnitt findet sich die Anwendung des Mastpfahles im Brücken- und Wasserbau durch zahlreiche Beispiele geschildert (Abweispfähle, Ufermauern, Kranbahn, Leitwerke, Brücken usw.). Zum Schluß wird gezeigt, wie es gelang, auf einfache und sichere Weise 40 m lange, stark bewehrte Mastpfähle herzustellen, — ein bisher noch nicht anderweit erzielter Erfolg. Einige besondere Ausführungen bilden den Schluß des interessanten Buches, das allen Fachgenossen empfohlen wird. —

Dr. Nitzsche.

Inhalt: Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton. — Der Verbund-Holz-Eisenbeton-Pfahl, Bauart Heimbach. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913,

NO 20.

### Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton.

Vortrag von Dipl.-Ing. Friedlaender, Oberingenieur der Firma Brenzinger & Co. in Freiburg i. Br., gehalten auf der XVI. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913.

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen Seite 157.

#### 4. Eschholz-Straßenbrücke über die Dreisam in Freiburg i. Br.



Das letzte Beispiel hat mit dem vorigen insofern Ähnlichkeit, als auch hier wegen der geringen Konstruktionshöhe bei 40 m Spw. von M.z.M. Auflager Ausleger mit Gegengewichten zur Anwendung kommen mußten, die Tragkonstruktion aber liegt hier bei 15,5 m Breite der Brücke ganz unter der Fahrbahn. Das

Bauwerk ist in den Abbildungen 16 und 17 im Längsschnitt, Grundriß und Querschnitten, in Abbildung 18 in der äußeren Erscheinung dargestellt, die von Architekt C. A. Meckel in Freiburg herrührt. Die geplanten Figurengruppen auf den Endpostamenten, die ebenso wie die gesamten Sichtflächen in einem

Vorsatzmaterial von gelblichem Muschelkalk-Beton zur Ausführung kommen, werden zurzeit erstellt. Interessant ist der voutenartige Abschluß der Unterseite an den Fußweg-Konsolen, die sich kaum in einem anderen Material in dieser Weise hätte ausführen lassen.

Als Belastung war für die Brückenberechnung eine Dampfwalze von 21,75 t, umgeben von 550 kg/qm Menschengedränge mit einem Zuschlag von 20% für Erschütterungen zugrunde zu legen. Zugelassen wurden bei einer nachgewiesenen Druckfestigkeit des Betons von 250 kg/qcm Druckspannungen von 42 kg/qcm.

Es sind 11 in je etwa 1,3 m Abstand liegende Hauptträger angeordnet, die mit Rücksicht auf Schutz gegen Anprallen von schwimmenden Gegenständen bei Hochwasser auch unten durch eine Decke verbunden sind, die sich, wie schon erwähnt, auch unter den Konsolen der Fußwege fortsetzt.

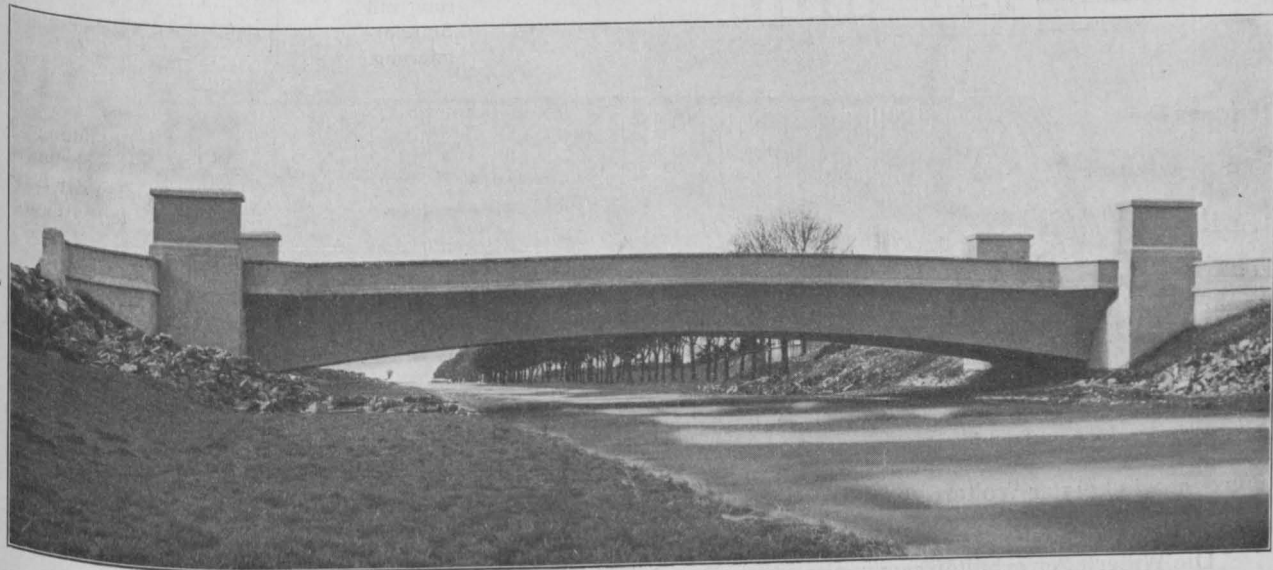


Abbildung 18. Eschholz-Straßenbrücke über die Dreisam in Freiburg i. Br. Ausleger-Konstruktion mit Gegengewichten.  
(Es fehlen noch die Figurengruppen auf den Endpostamenten.)

Abbildung 16.  
Längsschnitt,  
Aufsicht und  
Horizontalschnitt durch  
die Brücke.

Gesamt-  
Anordnung  
und Einzel-  
heiten der Be-  
wehrung der  
Eschholz-  
Straßen-  
Brücke in  
Freiburg i. Br.  
Ausführung:  
Brenzinger  
& Co. in  
Freiburg i. Br.

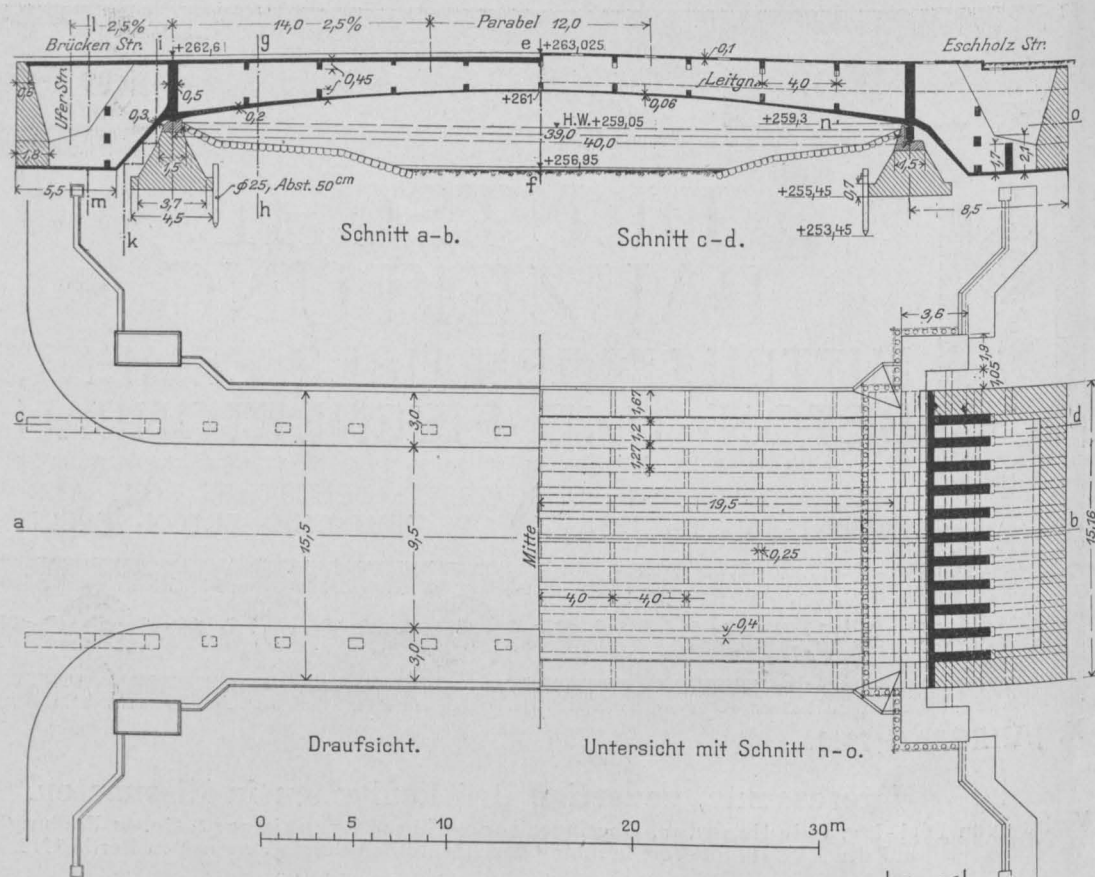


Abbildung 17  
(links).  
Querschnitte zu  
Abbildung 16.

Abbildung 22  
(rechts).  
Bewegliches Auflager  
mit Eisenbeton-Pendel-Stütze.  
Bewehrung mit Spiralarmierung.

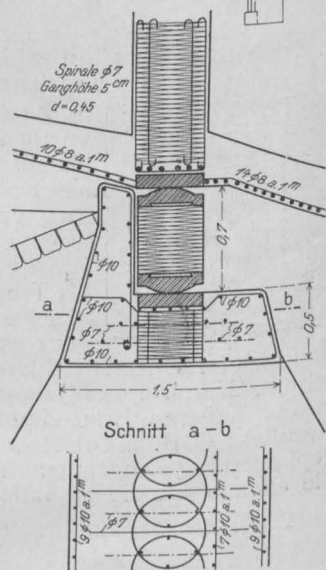
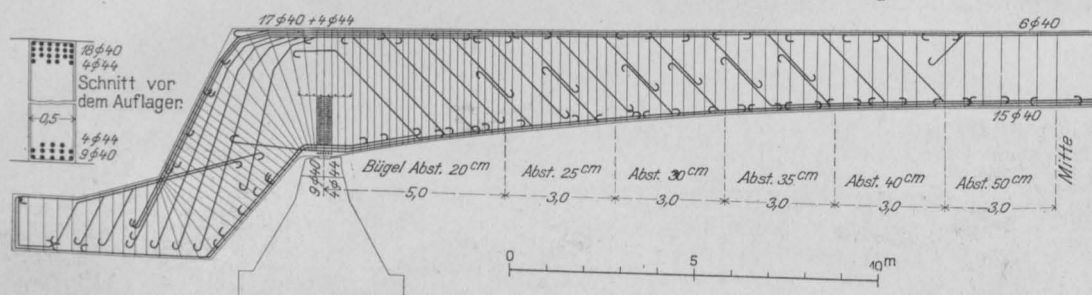


Abbildung 19.  
Bewehrungs-  
plan der Aus-  
legerträger.



Die Gegengewichte kragen je 8,5 m weit aus und besitzen 6 m Höhe. Der Kostenersparnis wegen sind sie als hohle Kasten mit Erdfüllung ausgebildet. Sie wurden, wie bei der Wolterdinger-Brücke, in besonderer Einschalung hergestellt, um die entlastende Wirkung zu gewährleisten.

Die Widerlager erhalten nur senkrechten Druck und konnten daher in verhältnismäßig kleinen Abmessungen ausgeführt werden. Sie sind 1,5 m unter

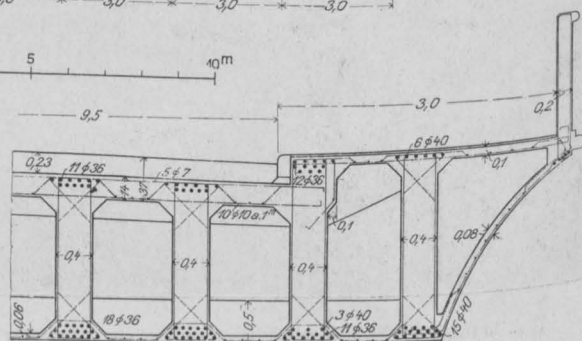


Abbildung 21. Brückenquerschnitt mit Bewehrung.



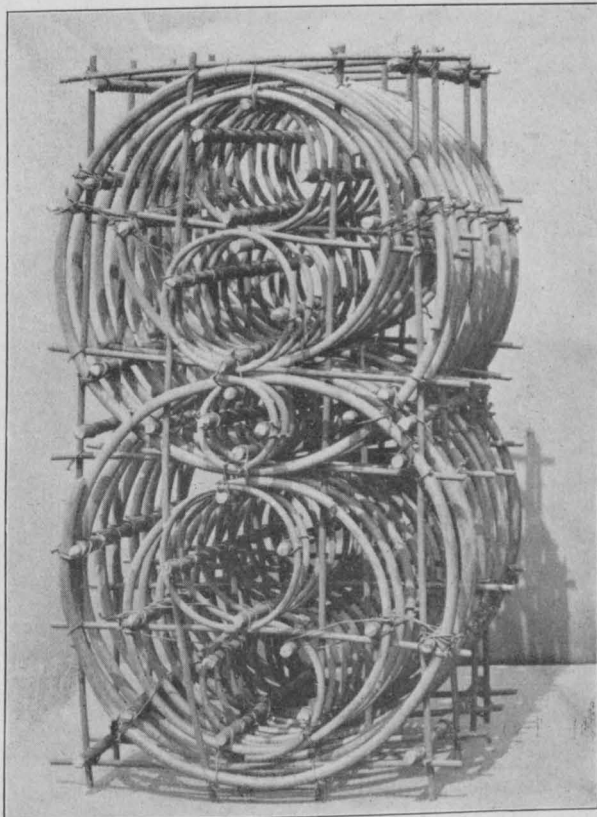
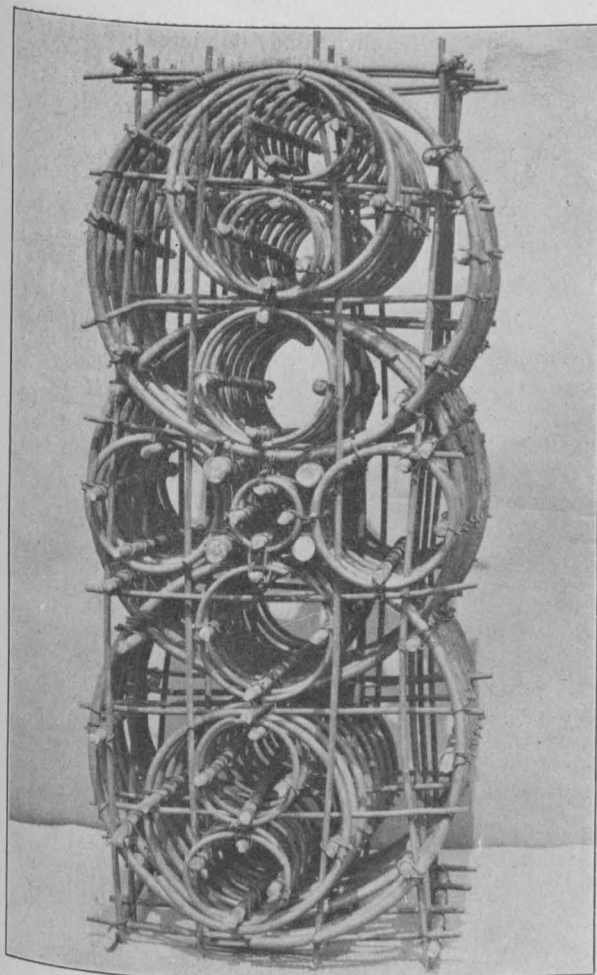
Flußsohle gegründet und durch Einfassung mit eingerammten Eichenpfählen gegen Unterspülung geschützt.

Abbildung 19 zeigt die charakteristische Form der Auslegerträger mit ihren Eisen-Einlagen. Auch hier wurde besondere Sorgfalt auf eine richtige Aufnahme der großen Schubkräfte durch abgebogene Eisen mit Bügeln gelegt. Die Stöße der langen Eisenstäbe wurden so angeordnet, daß im gleichen Querschnitt nicht mehr als je 2 Eisen gleichzeitig gestoßen werden. Die Verbindungen sind auf 1 m Länge gut mit einander verflochten.

Bis zur Beendigung des Einbaues der Eisen-Einlagen wurden alle Hauptträger, um Platz für diese Arbeit zu gewinnen, nur einseitig eingeschalt und erst später wurden die Zwischenschalungen eingebracht, vergl. Abb. 20, S. 156, die das eine Träger-Ende in der Herstellung zeigt. Sämtliche Längseisen er-

wähnten Nebenspannungen wurde aber auf Anregung des Hrn. Stadtbaumeisters Buhle davon abgesehen, und es wurden auf den spiralarmierten Kern oben und unten 10 cm starke Stahlplatten, gekrümmt nach einem Durchmesser von 70 cm, aufgelegt, wie Abbildung 22 zeigt. Ueber und unter den Gelenkkörpern sind ebenfalls Stahlplatten eingeschoben, sodaß bei einer Bewegung ein Rollen ohne Hebung eintreten kann.

Die Gelenkkörper der 9 mittleren Träger haben bei einer Breite von 45 cm und 75 cm Länge eine Auflast von je 220 t aufzunehmen. Ihre Spiralarmierung, Abbildung 24, ist außerordentlich genau ausgeführt und besteht aus mehreren ineinander liegenden runden Spiralen. Die Spiral-Armierung der beiden äußeren Träger ist ähnlich, Abbildung 25, bei 70 cm Höhe, 45 cm Breite und 1 m Länge. Ein Einsteigeschacht und ein Laufsteg unter den Gegengewichten macht



Abbildungen 24 und 25. Spiralarmierung der Pendel des beweglichen Auflagers. (Vergl. Abbildung 22.)

die Gelenkkörper der Kontrolle jederzeit zugänglich.

Das Lehrgerüst, Abb. 26 und 27, S. 157, wird von Rammpfählen getragen. Da wegen Hochwassergefahr nur ein Mittelloch zugelassen war, ergaben sich Spannweiten von 9,2 m, die von Sprengwerksbindern überdeckt wurden. Ober- und unterhalb der Brücke sind Laufstege errichtet, die zur Unterstützung der Konsolen und für die Einschalung der Brüstungen dienten. Die Kosten der Brücke ohne Figurengruppen stellten sich auf rd. 200 000 M.

Die Beispiele werden von neuem gezeigt haben, daß der Eisenbeton selbst in schwierigen Konstruktionsfällen und bei sehr beschränkter Bauhöhe erfolgreich mit jedem anderen Baustoff in Wettbewerb treten kann, sofern nur in jedem Fall eine den besonderen Bedingungen entsprechende Lösung angestrebt wird. Die angeführten Beispiele haben wohl auch erkennen lassen, daß die Firma es sich angelegen sein ließ, die Brücken nicht nur als reine Nutzbauten, sondern in einer dem Zweck, dem Material und der Umgebung angepaßten gefälligen Form zur Ausführung zu bringen, eine Absicht, die sich nur verwirklichen läßt, wenn Architekt und Ingenieur Hand in Hand arbeiten. —

hielten Haken nach Considère, zum Teil mit eingelegten besonderen Quereisen zur Verankerung. Mit Ausnahme der 44 mm starken Eisen in den beiden Außenträgern, die vor Biegung rotwarm gemacht wurden, sind alle Eisen kalt mit besonderen Biegehebeln gebogen worden. In den Gegengewichten hören die Eisen entsprechend der Abnahme der Momente absatzweise auf. Die Rück- und Seitenwände der Gegengewichtskasten sind als kräftige Beton-Stützmauern ausgeführt (Abbildung 16).

Die oberen und unteren Platten, vergl. die Einzelheiten des Querschnittes Abbildung 21, wurden selbstverständlich als Druckplatte des Trägers mitbenutzt und je nach Erfordernis verschieden stark ausgeführt, nämlich die Fahrbahnplatte 14—25 cm, die untere Abschlußplatte 6—30 cm stark.

Die Gelenkkörper des beweglichen Auflagers (vergl. Abb. 16, 22 und 23, S. 156), die unter jedem Hauptträger angeordnet sind, sollten zunächst in reinem Eisenbeton, wie bei der Wolterdinger-Brücke, zur Ausführung kommen; mit Rücksicht auf die schon

# Der einfachste Weg zur wirtschaftlichen Dimensionierung der Eisenbetonplatte.

Von Dr.-Ing. Max Mayer in Stuttgart.



Sobald für die Kostensumme einer Eisenbeton-Konstruktion ein mathematischer Ausdruck gefunden ist und auch der Einfluß der willkürlich veränderbaren Größen auf die sämtlichen Einzelteile der Kostensumme durch mathematische Beziehungen festgelegt ist,

ser Art gehört die einfache Platte, die auf reine Biegung beansprucht ist. Meine eben erschienene Arbeit über „Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktions-Prinzip im Eisenbetonbau“ hat mich von verschiedenen Seiten darauf geführt, daß es für die Darstellung der hier zu behandelnden Beziehungen zweckmäßig ist, die Größe

$$C = \frac{\sigma_e}{\sigma_e + n \sigma_b} = \frac{h - x}{h}$$

als unabhängige Veränderliche einzuführen\*). Unter  $h$  verstehen wir dabei die statisch wirksame Querschnittshöhe von Zugseisenmitte bis Betondruckkante, also  $h = d - a$ , während die übrigen Bezeichnungen die gewohnten sind. Die Größe  $C$  ist einerseits ein Spannungsverhältnis, andererseits kann man sie als „relative Höhe der Zugzone“ bezeichnen.

## I. Die einfache Platte.

Die für die Kosten ausschlaggebenden Größen, nämlich  $h$  und  $f$  (letzteres bedeute die Eisenquerschnittsfläche in qcm auf 1 m Plattenbreite), berechnen sich auf folgende Weise: Der Hebelarm von Zug- und Druckkraft wird

$$h - \frac{x}{3} = h - \frac{1-C}{3} \cdot h = \frac{2+C}{3} \cdot h,$$

die Betonrandspannung wird  $\sigma_b = \frac{1-C}{C} \cdot \frac{\sigma_e}{n}$ .

Das Gleichgewicht gegen Verschieben in der Achsrichtung ergibt somit

$$\frac{b h}{2} \cdot \frac{(1-C)^2}{C} \cdot \frac{\sigma_e}{n} = f \sigma_e \text{ oder } \frac{f}{h} = \frac{b(1-C)^2}{2 n C} \quad (1)$$

Das Gleichgewicht gegen Drehen um den Betondruck-Mittelpunkt gibt

$$M = f \cdot \sigma_e \cdot \frac{2+C}{3} \cdot h \text{ oder } f \cdot h = \frac{3 M}{(2+C) \sigma_e} \quad (2)$$

Löst man die beiden Gleichungen nach  $f$  und  $h$  auf, so erhält man:

$$h = \frac{1}{1-C} \sqrt{\frac{6 M n C}{b \sigma_e (2+C)}} \quad \dots \dots \dots (3)$$

und

$$f = (1-C) \sqrt{\frac{3 M b}{2 n \sigma_e C (2+C)}} \quad \dots \dots \dots (4)$$

Wir haben hierbei die Betondruckspannung eliminiert und die Eisenzugspannung festgehalten, weil für alle praktisch vorkommenden Preisverhältnisse die Eisenzugspannung gleich dem zulässigen Wert zu setzen ist und das Kosten-Minimum nur eine Ermäßigung der Betonrandspannung bedingen kann; anderenfalls hätte man die Rechnung in vollständig analoger Weise für konstantes  $\sigma_b$  und veränderliches  $\sigma_e$  durchzuführen. Es ist also hier  $\sigma_e$  als gegeben und konstant anzusehen, während  $\sigma_b$  und damit auch  $C$  variieren können. Außerdem betrachten wir vorläufig das Biegemoment als konstant.

Um den gegenseitigen Zusammenhang zwischen den Änderungen der Größen  $f$  und  $h$ , also den Differential-Quotienten  $df:dh$  zu erhalten, benutzen wir zweckmäßig die Beziehung

$$\frac{df}{dh} = \frac{h^2 d\left(\frac{f}{h}\right) + d(h \cdot f)}{d(h^2)} \quad \dots \dots \dots (5)$$

Wir denken uns Zähler und Nenner der rechten Seite durch  $dC$  dividiert, also alle Differentiationen nach  $C$  ausgeführt und haben somit in 5) einzusetzen:

$$\text{aus 3)} \quad h^2 = \frac{6 M n C}{b \sigma_e C (2+C) (1-C)^2},$$

$$\text{woraus} \quad \frac{d}{dC}(h^2) = \frac{12 M n (1+C+C^2)}{b \sigma_e (2+C)^2 (1-C)^3};$$

$$\text{aus 1)} \quad \frac{d}{dC}\left(\frac{f}{h}\right) = - \frac{b(1-C)(1+C)}{2 n C^2};$$

$$\text{aus 2)} \quad \frac{d}{dC}(f \cdot h) = - \frac{3 M}{\sigma_e (2+C)^2}.$$

\*) Wegen der Benutzung der Größe  $s = 1 - C$  zu ähnlichen Zwecken vergl. die preußischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 Formel 41 in Abschnitt III „Rechnungsverfahren mit Beispielen“, sowie den Aufsatz von Prof. Saliger in der „Oesterreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst“ 1906, No. 27.

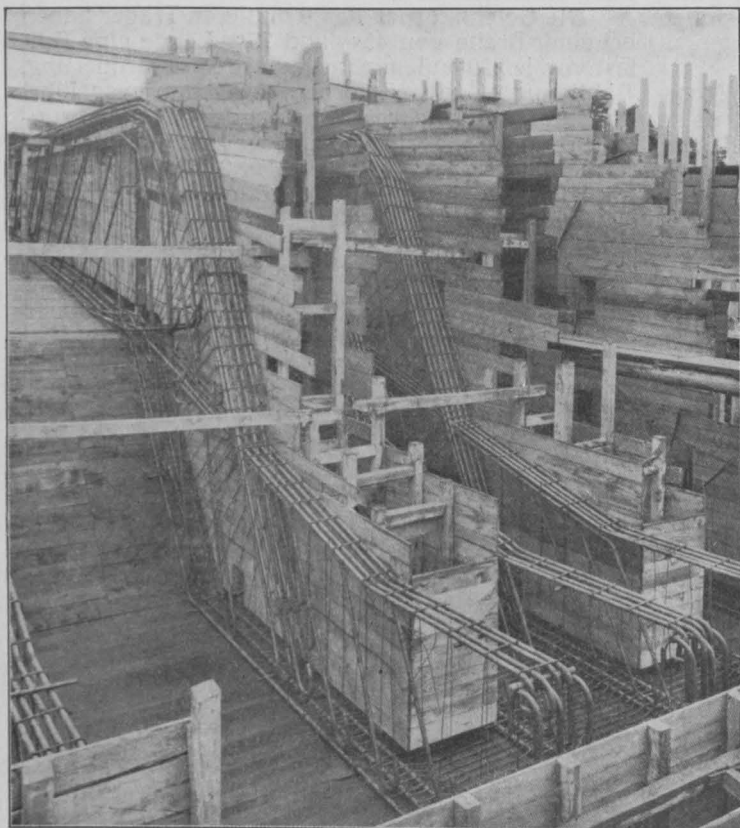


Abbildung 20. Bewehrung der hinteren Kragträger in der Schalung.

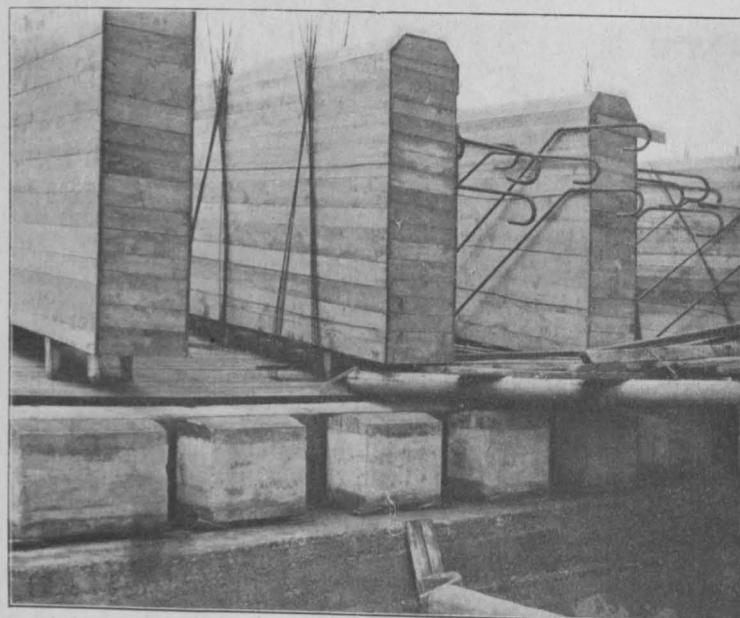


Abbildung 23. Schalung für das Vorderteil der Kragträger und Pendel für das bewegliche Auflager (Eschholz-Straßenbrücke in Freiburg i. Br.).

Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton.

wird das Aufsuchen des Kosten-Minimums eine einfache Rechenaufgabe, die mittels partiellen Differenzierens zu lösen ist, falls man nicht etwa die einzelnen Veränderungen unmittelbar studiert und gegeneinander abwägt.

Zu den am leichtesten zugänglichen Problemen die-



Der erste Summand des Zählers von 5) wird

$$-\frac{3 M (1 + C)}{\sigma_e C (2 + C) (1 - C)},$$

der Zähler nimmt den Wert an  $-6 M \cdot \frac{1 + 2 C}{\sigma_e C (1 - C) (2 + C)^2}$

womit schließlich  $\frac{df}{dh} = -\frac{b (1 + 2 C) (1 - C)^2}{2 n C (1 + C + C^2)} \dots \dots (6)$

Durch unmittelbares Differenzieren aus den Gleichungen 3 und 4, was wegen der Wurzeln etwas umständlicher ist, bekommt man

$$\frac{dh}{dC} = \frac{1 + C + C^2}{(1 - C)^2 (2 + C) \sqrt{C (2 + C)}} \cdot \sqrt{\frac{6 M n}{b \sigma_e}} \dots (7)$$

und  $\frac{df}{dC} = -\frac{1 + 2 C}{C (2 + C) \sqrt{C (2 + C)}} \cdot \sqrt{\frac{3 M b}{2 n \sigma_e}} \dots \dots (8)$

was den gleichen Quotienten ergibt.

Unter  $r$  verstehen wir dabei jenen für die Massenberechnung wesentlichen Koeffizienten, mit dem man sich die aus der statischen Berechnung hervorgehende Anzahl von  $q_{cm}$ , die in Feldmitte nötig ist, multipliziert denken muß, um den Gesamtaufwand an Eisen in  $kg/qm$  zu erhalten. Da somit der Größe  $r$  die Dimension  $10^4 kg cm^4$  zukommt, ist die Formel 9) homogen. Der Wert der Ziffer  $r$  hängt davon ab, wieviel Einspannarmierung, obere Feldarmierung, Verteilungseisen usw. nötig sind, ist aber im einzelnen Fall konstant, weil diese zusätzlichen Armierungen der Stärke der Tragarmierung annähernd proportional sind; er kann für gewisse Fälle (freie Auflagerung, normale Verteilungseisen) zu 1,0 angenommen werden. Das Kostenminimum wird bestimmt durch die Gleichung

$$\frac{dK}{dh} = \beta + r \cdot \varepsilon \cdot \frac{df}{dh} = 0, \text{ woraus } -\frac{df}{dh} = \frac{\beta}{r \cdot \varepsilon} \dots \dots (10)$$

Da der Wert der rechten Seite im einzelnen Fall bekannt ist, wäre das zugehörige Spannungsverhältnis aus

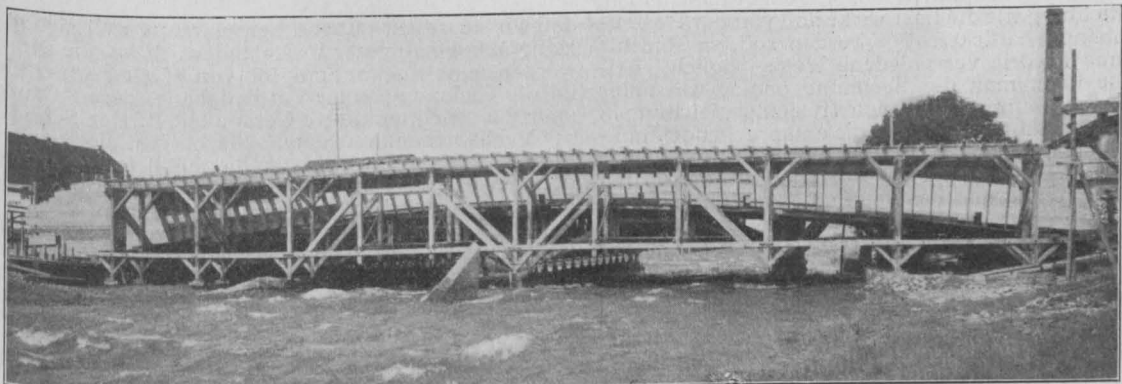
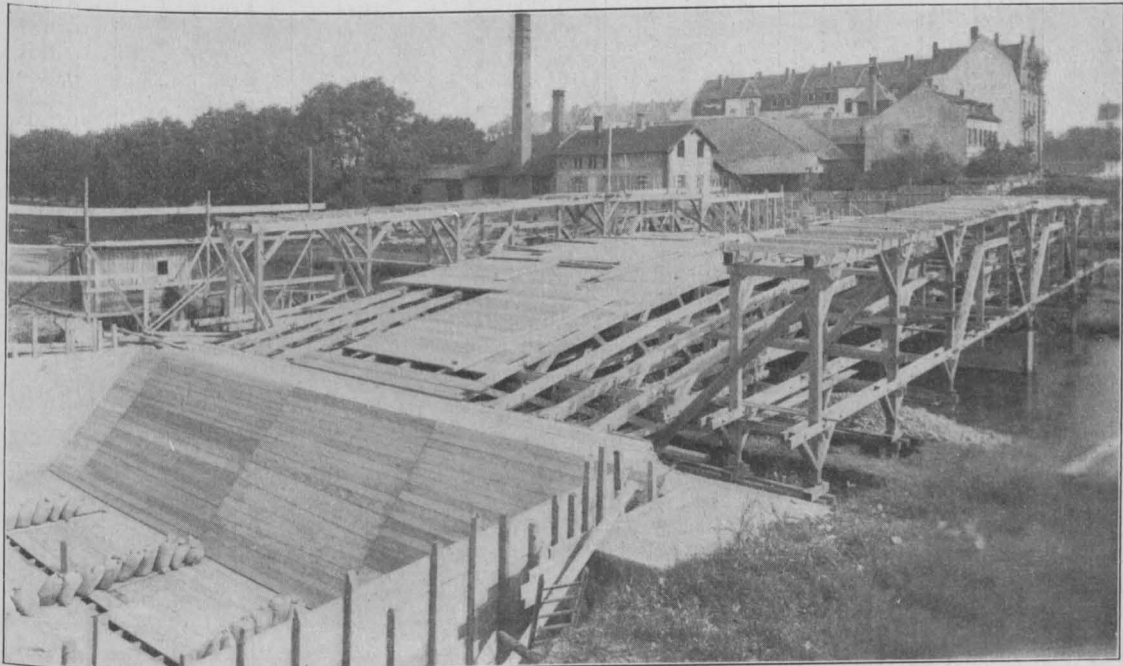


Abbildung 26 und 27. Lehrgerüst und Einschalung der Eschholz-Straßenbrücke in Freiburg i. Br. Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton.

Wenn wir den mathematischen Ausdruck für die Kostensumme bloß dafür benötigen um sein Minimum aufzusuchen, so können wir grundsätzlich alle Beträge, die von einer Änderung der Abmessungen nicht beeinflusst werden, von vornherein weglassen. Als derartige Kostenbeträge wollen wir im jetzigen Falle die Schalung sowie die dünne Betondeckschicht unterhalb der Armierung betrachten, sodaß wir nur die Kosten der  $h_{cm}$  hohen Betonschicht und die Kosten der Armierung berücksichtigen. Wenn wir dann mit  $\beta$  den Preis von  $0,01 cm^3$  Beton, der ohne Rücksicht auf die auftretende Druckspannung immer gleich teuer sei, und mit  $\varepsilon$  den Preis von  $1 kg$  Eisen bezeichnen und alle Preise auf das fertig ausgeführte Bauwerk beziehen, d. h. alle Einzelausgaben bis zur vollständigen Fertigstellung addiert denken, so wird der „veränderliche Kostenanteil“ (im Gegensatz zur „wirklichen Kostensumme“)  $K = h \cdot \beta + r \cdot f \cdot \varepsilon$  in  $Pfg/qm \dots (9)$

6) zu berechnen und in 3) und 4) einzusetzen, woraus sich die wirtschaftlich günstigsten Abmessungen ergeben würden. Für die praktische Benutzung stellt man natürlich Tabellen her, aus denen man die zu bestimmten Preisen

$\left(\frac{\beta}{\varepsilon}\right)$  und Armierungsarten ( $r$ ) gehörigen Dimensionierungsformeln in gleicher Weise entnimmt, wie man bisher die zu bestimmten Spannungen gehörigen Formeln in den Tabellen suchte. Wir geben vorläufig die folgende Tabelle I, deren Benutzung mit geradliniger Interpolation im allgemeinen ausreichen dürfte.

Für die praktische Verwendung berechnet man sich erst den Wert  $\beta : (r \cdot \varepsilon)$ , sucht den nächstliegenden Tabellenwert und dimensioniert nach den auf der gleichen Zeile für die vorgeschriebene Eisenspannung angegebenen Formeln. Die Ansprüche an die Genauigkeit bei der Berech-

$\frac{df}{dh} = \frac{\beta}{r \cdot \varepsilon} =$	$C =$	$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$			$\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$		
		$\sigma_b =$	$h =$	$f =$	$\sigma_b =$	$h =$	$f =$
1,905	0,50	66,67	0,0268 $\sqrt{M}$	0,0447 $\sqrt{M}$	80,00	0,0245 $\sqrt{M}$	0,0408 $\sqrt{M}$
1,683	0,52	61,54	0,0284 "	0,0419 "	73,85	0,0259 "	0,0383 "
1,483	0,54	56,79	0,0301 "	0,0393 "	68,15	0,0275 "	0,0359 "
1,304	0,56	52,38	0,0319 "	0,0367 "	62,86	0,0291 "	0,0335 "
1,210	0,5714	50,00	0,0330 "	0,0354 "	60,00	0,0301 "	0,0323 "
1,143	0,58	48,28	0,0339 "	0,0343 "	57,93	0,0309 "	0,0313 "
0,998	0,60	44,44	0,0360 "	0,0320 "	53,33	0,0329 "	0,0292 "
0,896	0,6154	41,67	0,0378 "	0,0303 "	50,00	0,0345 "	0,0277 "
0,868	0,62	40,86	0,0384 "	0,0298 "	49,03	0,0351 "	0,0272 "
0,837	0,625	40,00	0,0390 "	0,0293 "	48,00	0,0356 "	0,0267 "
0,751	0,64	37,50	0,0410 "	0,0277 "	45,00	0,0375 "	0,0253 "
0,646	0,66	34,34	0,0439 "	0,0257 "	41,21	0,0401 "	0,0234 "
0,614	0,6667	33,33	0,0450 "	0,0250 "	40,00	0,0411 "	0,0228 "
0,553	0,68	31,37	0,0472 "	0,0237 "	37,65	0,0431 "	0,0216 "
0,470	0,70	28,57	0,0509 "	0,0218 "	34,29	0,0465 "	0,0199 "
0,395	0,72	25,93	0,0551 "	0,0200 "	31,11	0,0503 "	0,0183 "
0,330	0,74	23,42	0,0600 "	0,0183 "	28,11	0,0547 "	0,0167 "
0,272	0,76	21,05	0,0656 "	0,0166 "	25,26	0,0596 "	0,0151 "
0,222	0,78	18,80	0,0722 "	0,0149 "	22,56	0,0659 "	0,0136 "
0,178	0,80	16,67	0,0802 "	0,0134 "	20,00	0,0732 "	0,0122 "
0,140	0,82	14,63	0,0899 "	0,0118 "	17,56	0,0820 "	0,0108 "
0,107	0,84	12,70	0,1020 "	0,0104 "	15,24	0,0931 "	0,0096 "
0,068	0,87	9,96	0,1270 "	0,0082 "	11,95	0,1160 "	0,0075 "
0,038	0,90	7,41	0,1671 "	0,0062 "	8,89	0,1526 "	0,0057 "
0,009	0,95	3,51	0,3405 "	0,0030 "	4,21	0,3108 "	0,0027 "
0,000	1,00	0,00	$\infty$	0	0,00	$\infty$	0

nung des Preisverhältnisses kann man sehr mäßig halten, da die Kosten auch in der Nähe des Minimums bei allen derartigen Aufgaben nur sehr langsam zu wachsen anfangen. Natürlich haben die Ergebnisse der wirtschaftlichen Dimensionierung nur soweit Geltung, als sie keine unzulässige Betondruckspannung bedingen. Aus diesem Grunde steht jeweils der zugehörige Wert von  $\sigma_b$  auf der gleichen Zeile. Ueberschreitet er den zulässigen Wert, so erfolgt die Dimensionierung wie bisher für die zulässigen Spannungen.

## II. Berücksichtigung des Eigengewichtes und anderer Einflüsse.

Die vorstehende Behandlung liefert eine exakte Lösung für alle Fälle, in denen das Biegemoment durch die Plattenstärke nicht beeinflusst wird, also beispielsweise für Fundamentplatten, deren Eigengewicht unmittelbar vom Boden aufgenommen wird, während sie nur durch die Verteilung der Säulenlasten auf Biegung beansprucht werden, für Behälterwände, Stützwände usw.

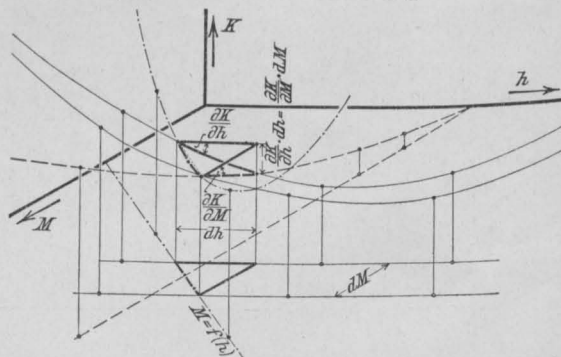
Wenn bei Deckenplatten das Eigengewicht, das in gleicher Richtung wie die Last wirkt und von der Plattenstärke abhängt, berücksichtigt werden soll, so sind für eine genaue Theorie verschiedene Wege möglich. Beispielsweise kann man die Rechnung analog wie unter I. durchführen, wenn man in den Ausgangsgleichungen anstatt des konstanten Wertes  $M$  die entsprechende Funktion von  $h$  einsetzt; dadurch wird diese Rechnung sehr umständlich. Wenn wir dagegen die Änderung der Kosten infolge einer Änderung des Spannungsverhältnisses einerseits und infolge einer Änderung des Biegemomentes andererseits getrennt untersuchen, so haben wir den Vorteil, unmittelbar an die Ergebnisse der vorhergehenden Untersuchung anknüpfen zu können. Wir gehen also davon aus, daß diese beiden Änderungen, jede für sich berechnet, sich gegenseitig aufheben müssen, das heißt: Wir haben das Kostenminimum, wenn die Platte durch eine kleine Ermäßigung der Betondruckspannung bei konstantem Eigengewicht um ebensoviel billiger würde, als sie bei gleichbleibenden Spannungen durch die entsprechende Erhöhung des Momentes teurer würde, mathematisch ausgedrückt: Wir benutzen die Regel, wonach das totale Differential gleich der Summe der partiellen Differentiale ist. Wir denken uns zunächst  $h$  und  $M$  beide als unabhängige Variable und  $K$  als Funktion derselben. Dann ist

$$dK = \frac{\partial K}{\partial h} \cdot dh + \frac{\partial K}{\partial M} \cdot dM. \dots\dots (11)$$

In zweiter Linie müssen wir dann darauf Rücksicht nehmen, daß zwischen  $h$  und  $M$ , folglich auch zwischen  $dh$  und  $dM$  eine Beziehung besteht, die noch in die Formel 11) einzuführen ist.

Zur Veranschaulichung dieses Gedankenganges dienen die bestehende Abbildung. Wenn  $h$  und  $M$  beliebige, von einander unabhängige Veränderliche sind, so ist  $K = f(h, M)$  eine doppelt gekrümmte Fläche, welche mit wachsendem  $M$  ansteigt. Unter I. haben wir nur den Fall  $M = \text{konstant}$  betrachtet, uns also in einer zu den Achsen

der  $K$  und  $h$  parallelen Ebene bewegt. Der Schnitt dieser Ebene mit der  $K$ -Fläche gab die Kurve  $K = f(h)$ , deren Minimum gesucht wurde. Wollen wir das Eigengewicht berücksichtigen, so hat eine Veränderung von  $h$  zur Folge,



daß wir aus dieser Ebene heraustreten, weil sich gleichzeitig  $M$  in bestimmter Weise ändert.  $M$  ist, wie wir sehen werden, eine lineare Funktion von  $h$ ; die Formel hierfür ist die Gleichung einer Vertikalebene, deren Grundrißspur die strichpunktierte Gerade bildet. Der Schnitt dieser Vertikalebene mit der  $K$ -Fläche gibt die strichpunktierte Kurve, deren Ordinaten die möglichen, zu verschiedenen Wertepaaren von  $M$  und  $h$  gehörigen Kostenbeträge bedeuten und deren tiefster Punkt gesucht werden soll. Die geometrische Bedeutung der einzelnen Differentiale ist in der Abbildung eingeschrieben; die Beziehung 11) kann aus derselben unmittelbar abgelesen werden.

Wenn wir die rechte Seite der Gleichung 11) gleich 0 setzen und durch  $dh$  dividieren, so erhalten wir die Minimumsbedingung

$$\frac{\partial K}{\partial h} + \frac{\partial K}{\partial M} \cdot \frac{dM}{dh} = 0 \dots\dots\dots (12)$$

Wir wollen uns zunächst mit dem zweiten Summanden beschäftigen und die Abhängigkeit des „veränderlichen Kostenanteiles“ von der Belastung untersuchen. Schalung und Deckschicht können auch hier wegbelassen. Somit gilt wieder Gleichung 9):  $K = h \cdot \beta + r \cdot f \cdot \varepsilon$ .

Bei konstantem Spannungsverhältnis sind nun  $h$  und  $f$  beide proportional der Quadratwurzel aus dem angreifenden Biegemoment, also von der Form  $h = u \sqrt{M}$  und  $f = v \sqrt{M}$ . Hiermit wird

$$K = (\beta u + r \varepsilon v) \sqrt{M} = t \sqrt{M} \dots\dots\dots (13)$$

Bei konstanten Spannungen ist  $t$  konstant und

$$\frac{\partial K}{\partial M} = \frac{t}{2 \sqrt{M}} \dots\dots\dots (14)$$

Andererseits liefert eine Vergrößerung der Betonstärke um  $dh$  einen Zuwachs zum Biegemoment von

$$dM = \frac{0,24 l^3}{n} \cdot dh = s \cdot dh \dots\dots\dots (15)$$

Hierbei sind alle Größen in cm und kg gemessen und



das Biegemoment auf 1<sup>m</sup> Breite bezogen.  $n$  ist der von der Auflagerung abhängige Nenner des Biegemomentes. Da außerdem wie früher  $\frac{\partial K}{\partial h} = \beta + r \cdot s \cdot \frac{\partial f}{\partial h}$ , so wird durch Einsetzen in 12)  $\beta + r \cdot s \cdot \frac{\partial f}{\partial h} + \frac{st}{2\sqrt{M}} = 0$

und hieraus 
$$-\frac{\partial f}{\partial h} = \frac{\beta + \frac{st}{2\sqrt{M}}}{r \cdot s} \dots \dots \dots (16)$$

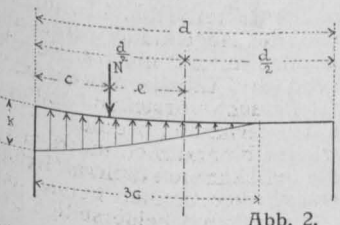
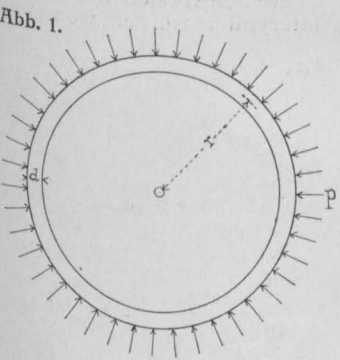
Man braucht also nur den Zahlenwert der rechten Seite zu berechnen, den nächstliegenden Wert in der zu 1. gegebenen Tabelle zu suchen und die Dimensionierungs-Formeln der gleichen Zeile zu benutzen. Für die Größen  $t$  und  $M$  sind hierbei eigentlich jene Werte gemeint, welche

zu dem sich schließlich ergebenden  $h$  gehören; es ist aber ohne merklichen Einfluß auf das Ergebnis, wenn man dafür die Werte einsetzt, die den zulässigen Spannungen oder besser dem ohne Rücksicht auf das Eigengewicht gefundenen Minimum entsprechen. In dem letzteren Fall hat man nämlich, wie Gleichung 13) zeigt, mit dem Minimum von  $K$  auch das Minimum von  $t$  ( $dt=0$ ), und da die Berücksichtigung des Eigengewichtes nur zu einer geringen Änderung der Plattenstärke führt, so kann  $t$  nur um einen verschwindend kleinen Betrag wachsen. Auch die Quadratwurzel aus dem gesamten Biegemoment wird nicht merklich anders, wenn die Plattenstärke um einige Zentimeter abnimmt. Es wird deshalb für praktische Zwecke niemals erforderlich werden, die Auswertung der Gleichung 16) mit den entsprechend dem ersten Resultat berichtigten Werten von  $t$  und  $M$  zu wiederholen. — (Schluß folgt.)

### Ersatz gemauerter Schachtwandungen durch Eisenbeton.<sup>1)</sup>

Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, beratender Ingenieur in Düsseldorf.

In neuerer Zeit ist die Verwendung des Eisenbetons im Bergbau, insbesondere für Schachtauskleidungen, immer mehr in Aufnahme gekommen. Die vielen Vorteile, die sich bei Anwendung dieses Baustoffes ergeben, dürfen wohl als bekannt vorausgesetzt werden, sodaß sie hier nicht noch einmal aufgezählt zu werden brauchen. Von Interessenten damit beauftragt, hat sich Verfasser mit den einschlägigen Verhältnissen bereits vor einigen Jahren beschäftigt und das wesentliche Ergebnis dieser Arbeit in dem Aufsatz: „Die Festigkeit von Schachtausmauerungen aus Beton und Eisenbeton“ in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1910, S. 14 veröffentlicht. Die leitenden Grundsätze seien kurz wiederholt: Größe und Art des Angriffes der Seitendrücke von Erd- und Gesteinsmassen in tieferen Schichten auf die Schachtwandungen sind wenig bekannt. Ebenso entzieht sich unserer Kenntnis Größe, Art und Umfang der Erdstöße und Schiebungen. Man ist hier auf mehr oder minder zutreffende Vermutungen und Schätzungen angewiesen. Es ist daher nicht möglich, auf unmittelbarem Wege die durch äußere Kräfte hervorgerufenen inneren Spannungen in den Schachtwänden auch nur mit annähernder Genauigkeit zu ermitteln. Dagegen besitzt man aus der Erfahrung ziemlich zuverlässige Anhaltspunkte für die Wahl der Wandungsstärke aus Ziegelmauerwerk. Macht man sich diese Erfahrungen zunutze, dann hat man nur nötig, den Ziegelstein-Querschnitt durch einen Querschnitt aus Eisenbeton von der gleichen Tragfähigkeit zu ersetzen. Dabei kommt als maßgebend nicht die Gebrauchslast, sondern ganz allein die Bruchbelastung in Frage. Nur dann gewährt der Ersatz-Querschnitt die gleiche Sicherheit. Sodann ist davon abgesehen, die Ersatzrechnung über den Umweg mehr oder minder zutreffender Annahmen über äußere Angriffslastung<sup>2)</sup> durchzuführen; sie erfolgt ohne jedes solche Annahme nach Gesichtspunkten, die direkt und sicher zum Ziel führen. Es kommen zwei Angriffsweisen in Frage:

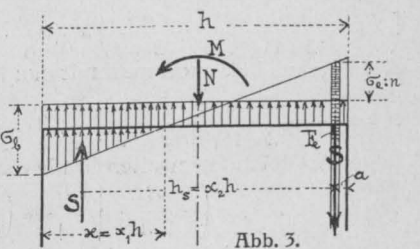


1. gleichförmig verteilte, nach dem Ringmittelpunkt gerichtete Belastung  $p$  (Abbildung 1), die bei verhältnismäßig großem Wert  $r$ :  $d$  eine Ringdruckspannung liefert 
$$\sigma = \frac{p \cdot r}{d};$$
2. eine ungleichmäßige, irgendwie geartete Verteilung der Angriffskräfte, die neben einer Achsialkraft noch ein Biegemoment hervorruft, also exzent. Druckbeanspruchung (Abbildung 2). Diese ist ausschlaggebend. Sie liefert

Nach diesen Grundsätzen sind in genanntem Aufsatz unter vereinfachenden Annahmen die Formeln zum Ersatz von Ziegelmauerwerk durch Eisenbeton hergeleitet, die durch ein schärferes Rechenverfahren noch verbessert werden sollen: Nimmt man, wie allgemein üblich, nur druckfestes Ziegelmauerwerk an — d. h. es wird mit klaffender Fuge gearbeitet —, dann wird unmittelbar vor dem Bruch die Druckkraft sich nur auf einen Teil des Querschnittes verteilen (vergl. Abbildung 2). Bezeichnet man mit  $k$  die Bruchfestigkeit des Ziegelmauerwerkes, mit  $N$  die auftretende Achskraft, mit  $e$  ihren Ausschlag aus der Mitte und mit  $c$  den Abstand vom Rande, ferner mit  $M$  das Biegemoment, dann ist für eine Trommelstärke  $b=1$ :

1) 
$$N = \frac{3}{2} \cdot c \cdot k; M = \frac{3}{2} \cdot c \cdot k \cdot \left( \frac{d}{2} - c \right).$$

Unter Einwirkung dieser Kräfte  $N$  und  $M$  ergeben sich im Eisenbetonquerschnitt mit Gebrauch der in Abbildung 3 eingezeichneten Bezeichnungen die Spannungen  $\sigma_e$  des gezogenen Eisens



2) 
$$\sigma_e = - \frac{N \cdot n}{F} + \frac{M}{h_s \cdot F_e}$$

und die Randspannung  $\sigma_b$  im gedrückten Beton

3) 
$$\sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{2M}{h_s \cdot a}$$

Die für die Berechnung des Eisenbetons hier gemachten Voraussetzungen sind die allgemein üblichen: geradlinige Verteilung der Spannungen über den Querschnitt, Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton  $E_e : E_b = n$  ( $= 15$ ), Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit. Außerdem ist noch zur Vereinfachung der Rechnung die einfache Summierung der Spannungen aus Biegung und achsialen Druck angenommen, auch ist die vorhandene Eiseneinlage im gedrückten Beton vernachlässigt. Die beiden letzten Annahmen sind für das Ergebnis von untergeordneter Bedeutung, erhöhen übrigens nur die Sicherheit.

Der Abstand  $x$  der neutralen Faser vom Druckrande und der Hebelarm  $h_s$  der Spannungsmittelpunkte, beide für reine Biegung, sind für ein bestimmtes Prozentverhältnis  $\varphi$  der Bewehrung unveränderlich und von vorn herein gegeben<sup>3)</sup>. Für eine Eisenbetonstärke  $h$  kann man also allgemein setzen  $x = a_1 h$  und  $h_s = a_2 h$ . Genau genommen gelten diese Werte nur für die Querschnitts-Nutzhöhe  $h-a$ . Bei der Auswertung des allgemeinen Rechnungsergebnisses wird hierauf Rücksicht zu nehmen sein.

Für den Bruch des Eisenbetontragwerkes kommen hier in Betracht nur die beiden Fälle: Erreichung der Eisenstreckgrenze und Zerdrückung des Betons; ein Bruch durch Ueberwindung der Haftfestigkeit und eine Schergefahr scheiden bei richtig durchgeführter Konstruktion aus.

Der Bruch beim Ziegelsteinquerschnitt kann nun bei verschiedenen, theoretisch unendlich vielen Lagen  $c$  der Achskraft  $N$  erfolgen. Es gibt nun zwei besonders ausgezeichnete solcher Lagen, durch die das eine Mal die Eisen

<sup>1)</sup> Anmerkung der Redaktion. Der Aufsatz liegt bei uns schon seit vorigem Jahr und mußte wiederholt wegen Raummangel zurückgestellt werden.  
<sup>2)</sup> Vergl. Dr. Färber, „Glückauf“, Heft 11, 1909, „Die Bedeutung des Eisenbetons für den Schachtbau“.

<sup>3)</sup> Vergl. E. Elwitz, „Beton und Eisen“, Heft 1, 1905, „Die Querschnitts-Bestimmung von Platten und Plattenbalken aus Eisenbeton nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten“.

bis zu ihrem höchst zulässigen Wert (Streckgrenze) beansprucht werden, das andere Mal die Betondruckfestigkeit ihren Grenzwert erreicht. Mit der Auffindung dieser beiden Lagen von  $N$  ist die Aufgabe in der Hauptsache gelöst; die zu einander gehörigen Randspannungen ergeben sich leicht nebenher.

Führt man die Werte von  $N$  und  $M$  aus 1) in Gleichung 2) ein, setzt man weiter  $F = h(1 + 15\varphi)$ ,  $F_e = \varphi h$ ,  $x = a_1 h$ ,  $h_s = a_2 h$ , dann wird

$$4) \quad \sigma_e = -\frac{3 \cdot 15 \cdot k}{2 \cdot h(1 + 15\varphi)} \cdot c + \frac{3 \cdot k}{2 \cdot a_2 \cdot \varphi \cdot h^2} \left( \frac{d}{2} - c \right) c \\ = \left( -\frac{45 \cdot k}{2h(1 + 15\varphi)} + \frac{3 \cdot k \cdot d}{4 \cdot a_2 \cdot \varphi \cdot h^2} \right) c - \frac{3k}{2a_2 \cdot \varphi \cdot h^2} c^2.$$

Größtwert  $\sigma_e^m$  der Eisenspannung aus der Bedingung

$$\frac{d\sigma_e}{dc} = 0 = -\frac{45}{2(1 + 15\varphi)h} + \frac{3d}{4a_2 \varphi h^2} - \frac{3}{a_2 \cdot \varphi \cdot h^2} c$$

und 5) . . . . .  $c_e = \frac{d}{4} - \varepsilon h$ , wo  $\varepsilon = \frac{15}{2} \cdot \frac{a_2 \cdot \varphi}{1 + 15\varphi}$ .

Für verschiedene Prozentverhältnisse  $\varphi$  der Bewehrung betragen die Werte  $a_1$  und  $a_2$ , sowie  $\varepsilon$  nach Formel 5)

$\varphi =$	0,34 %	0,555	0,75	1,07 %
$a_1 =$	0,250	0,305	0,345	0,395
$a_2 =$	0,840	0,825	0,810	0,800
$\varepsilon =$	0,0205	0,0320	0,0410	0,055

Mit  $c_e = \frac{d}{4} - \varepsilon h$  geht Gleichung 4) über in

$$6) \quad \sigma_e^m = \frac{k}{h^2} \left[ -\frac{45}{8} \cdot \frac{d}{1 + 15\varphi} \cdot h + \frac{45}{2} \cdot \frac{\varepsilon}{1 + 15\varphi} \cdot h^2 + \frac{3}{2a_2 \varphi} \left( \frac{d^2}{16} - \varepsilon^2 h^2 \right) \right] \text{ und nach } h \text{ geordnet}$$

$$\left( \frac{\sigma_e^m}{k} - \frac{45}{2} \cdot \frac{\varepsilon}{1 + 15\varphi} + \frac{3\varepsilon^2}{2a_2 \varphi} \right) h^2 + \frac{45}{8} \cdot \frac{d}{1 + 15\varphi} \cdot h = \frac{3d^2}{32a_2 \varphi}.$$

Hieraus bekommt man mit den Bezeichnungen

$$A = \frac{\sigma_e^m}{k} - \frac{45}{2} \cdot \frac{\varepsilon}{1 + 15\varphi} + \frac{3\varepsilon^2}{2a_2 \varphi}; B = \frac{45}{8(1 + 15\varphi)}; C = \frac{3}{32a_2 \varphi}$$

folgende Gleichung zweiten Grades zur Bestimmung von  $h$

$$7) \quad h_e = \left( -\frac{B}{2A} + \sqrt{\frac{C}{A} + \left( \frac{B}{2A} \right)^2} \right) \cdot d.$$

Diese Gleichung 7) liefert diejenige Mindeststärke  $h_e$  des Ersatzquerschnittes, die vorhanden sein muß, wenn bei gegebener Bruchfestigkeit  $k$  des Ziegelmauerwerkes von der Stärke  $d$  eine angenommene oder gegebene höchstzulässige Eisenpannung  $\sigma_e^m$  (Streckgrenze) durch alle nur möglichen Lagen  $c$  der Achskraft  $N$  nicht überschritten werden soll. Die Bruchfestigkeit des Betons  $\sigma_b^m$  soll dabei vorläufig theoretisch unbegrenzt hoch sein.

Ebenso nimmt die Gleichung 3) folgende Form an

$$8) \quad \sigma_b = \frac{3 \cdot k}{2(1 + 15\varphi)h} \cdot c + \frac{3k}{a_1 \cdot a_2 \cdot h^2} \left( \frac{d}{2} - c \right) \cdot c \\ = \left( \frac{3 \cdot k}{2(1 + 15\varphi)h} + \frac{3}{2 \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot h^2} \right) \cdot c - \frac{3k}{a_1 \cdot a_2 \cdot h^2} c^2.$$

Aus dem gleich Null gesetzten Differenzialquotienten

$\frac{d\sigma_b}{dc}$  erhält man die ausgezeichnete Lage  $c_b$  von  $N$ , die die größte Betondruckspannung  $\sigma_b^m$  liefert:

$$\frac{d\sigma_b}{dc} = 0 = \frac{1}{2(1 + 15\varphi)} + \frac{d}{2a_1 a_2 h} - \frac{3}{a_1 a_2 \cdot h^2} \cdot c \text{ und}$$

$$9) \quad c_b = \frac{d}{4} + \beta h, \text{ wo } \beta = \frac{a_1 \cdot a_2}{4(1 + 15\varphi)}.$$

Für verschiedene Bewehrungsprozente  $\varphi$  folgt  $\beta$ :

$$\varphi = 0,34\%, 0,555, 0,75, 1,07\%, \\ \beta = 0,050, 0,058, 0,0625, 0,068.$$

Wie man an den Zahlen  $\varepsilon$  und  $\beta$  leicht nachprüfen kann, ist die von vornherein gemachte Voraussetzung, nach der sich die Spannungen nur über einen Teil des Ziegelstein-Querschnittes verteilen sollen (vergl. Abbildung 2), erfüllt. Man kann zu dem Zweck sogar  $h = d$  setzen.

Der Wert  $c_b = \frac{d}{4} + \beta h$  in Gleichung 8) eingesetzt, liefert

$$10) \quad \sigma_b^m = \frac{k}{h^2} \left[ \frac{3}{8} \cdot \frac{d}{1 + 15\varphi} \cdot h + \frac{3}{2} \cdot \frac{\beta}{1 + 15\varphi} h^2 + \frac{3}{a_1 \cdot a_2} \left( \frac{d^2}{16} - \beta^2 h^2 \right) \right] \text{ und nach } h \text{ geordnet}$$

$$\left( \frac{\sigma_b^m}{k} - \frac{3\beta}{2(1 + 15\varphi)} + \frac{3\beta^2}{a_1 a_2} \right) h^2 - \frac{3d}{8(1 + 15\varphi)} \cdot h = \frac{3d^2}{16a_1 a_2}.$$

Mit den Abkürzungsbezeichnungen

$$D = \frac{\sigma_b^m}{k} - \frac{3}{2} \cdot \frac{\beta}{1 + 15\varphi} + \frac{3\beta^2}{a_1 a_2}; E = \frac{3}{8(1 + 15\varphi)}; F = \frac{3}{16a_1 a_2}$$

wird endlich

$$11) \quad h_b = \left( \frac{E}{2D} + \sqrt{\frac{F}{D} + \left( \frac{E}{2D} \right)^2} \right) \cdot d.$$

Wenn die Eiseneinlage für den Bruch nicht in Frage kommt, also theoretisch  $\sigma_e^m = \infty$ , dann gibt die Formel 11) diejenige Eisenbetonstärke  $h_b$  an, bei der für eine bestimmte Festigkeit  $k$  des  $d$  cm starken Ziegelsteinmauerwerkes in allen nur denkbaren Lagen  $c$  von  $N$  die Bruchfestigkeit  $\sigma_b^m$  des Betons nirgends überschritten und bei der

ausgezeichneten Lage  $c_b = \frac{d}{4} + \beta h$  gerade erreicht wird.

Ist neben dem Prozentsatz  $\varphi$  der Bewehrung dagegen eine bestimmte Eisenbetonstärke  $h$  von vornherein gegeben, dann ermitteln sich die größten überhaupt möglichen Randspannungen  $\sigma_b^m$  aus Gl. 10) und  $\sigma_e^m$  aus Gl. 6).

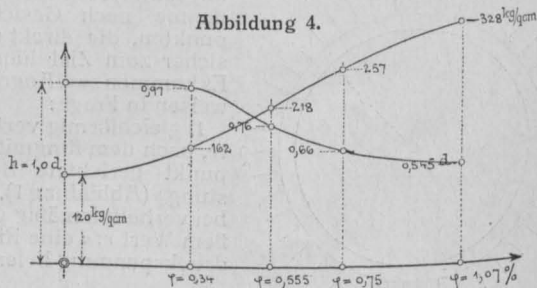
Man arbeitet wirtschaftlich, wenn beide Baustoffe, das Eisen sowohl wie der Beton, voll ausgenutzt werden. Bei der Feststellung des Ersatzquerschnittes wird am zweckmäßigsten so verfahren, wenn mit einem bestimmten Prozentsatz  $\varphi$  der Bewehrung unter Annahme einer größten Eisenspannung  $\sigma_e^m$  = Streckgrenze und der Bruchfestigkeit  $k$  des Ziegelmauerwerkes die Ersatzstärke  $h$  nach Formel 7) ermittelt wird. Setzt man diesen Wert von  $h$  in Formel 10) ein, dann erhält man die größte, in diesem Querschnitt überhaupt mögliche Betondruckspannung  $\sigma_b^m$ . Nach dieser ist das Mischverhältnis zu bemessen.

Mit einer Streckgrenze  $\sigma_e^m = 3400$  kg/qcm des Eisens und einer Bruchfestigkeit  $k = 120$  kg/qcm von Ziegelmauerwerk in Zementmörtel ergeben sich die folgenden Werte, die für den gewöhnlichen Gebrauch i. a. ausreichen dürften.

$\varphi =$	0,34 %	0,555 %	0,75 %	1,07 %
$h =$	0,97 $d$	0,76 $d$	0,66 $d$	0,545 $d$
$\sigma_b^m =$	162	218	257	328 kg/qcm
$\sigma_e^m =$	3400	3400	3400	3400 kg/qcm

Wie man aus vorstehenden Zahlen ersieht, ist der Prozentsatz  $\varphi = 0,34$  etwa der kleinste, den man anwenden würde. Seine Wahl ist noch unwirtschaftlich. Andererseits wird ein höherer Wert von  $\varphi$  als 1,07 wegen der dann aufzuwendenden hohen Kosten für das Eisen auch nicht mehr in Frage kommen. Im allgemeinen wird der Prozentsatz zwischen 0,5 und 1,0 anzunehmen sein.

Für Prozente, die zwischen den Werten der Tabelle liegen, kann genau genug interpoliert werden, wozu man



am einfachsten die zeichn. Darstellung Abb. 4 benutzt.

Andere Festigkeitswerte  $k$  des Ziegelmauerwerkes und die Verwendung von Qualitätseisen mit höherer Streckgrenze geben natürlich von der Tabelle abweichende Werte, die aber im Bedarfsfalle nach vorstehend abgeleiteten Formeln in gleicher Weise ermittelt werden.

Der Prozentsatz  $\varphi$  bezieht sich natürlich auf die einseitige Bewehrung. Da die unbekannten äußeren Kräfte positive wie negative Momente hervorrufen können, so kann ein vollgültiger Ersatz nur durch beiderseitige Bewehrung erreicht werden. —

Inhalt: Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton. (Schluß). — Der einfachste Weg zur wirtschaftlichen Dimensionierung der Eisenbetonplatte. — Ersatz gemauerter Schachtwandungen durch Eisenbeton.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913,

NO 21.

### Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona—San Giuseppe.

Ausgeführt von der Gesellschaft Ferrobeton, italienische Abteilung der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H.

Hierzu die Abbildungen Seite 164 und 165.



wischen Savona — am Liguri-  
schen Meere und der Eisen-  
bahnlinie Genua - Ventimiglia  
gelegen und nächst Genua, einer  
der wichtigsten Hafen- und In-  
dustrie - Plätze Italiens — und  
dem etwa 340 m über dem Meere  
im Appennin, und zwar im Tale  
des Flusses Bormida liegenden  
Orte San Giuseppe ist zum Trans-

bequemer Weise entladen und auf die Transportwagen  
überladen zu können. Zwischengeschaltet ist ein Silo  
von 9600 t Fassungskraft mit dem Zweck, trotz Un-  
regelmäßigkeiten in der Ankunft der Schiffe doch  
einen gleichmäßigen Betrieb auf der Transportbahn  
aufrecht erhalten zu können. Wie Abbildung 1 er-  
kennen läßt, steht der Silo unmittelbar am Hafen und  
ist mit einem ebenfalls in Eisenbeton ausgebildeten  
Hebegerüst verbunden, zwischen dessen Tragkon-  
struktion die Leichter einfahren können, welche die  
Kohle von den im Hafen ankernden Schiffen heran-  
bringen. Diese Leichter sind mit eigenen Motoren  
ausgerüstet und besitzen einen abnehmbaren Kasten  
mit Bodenklappen von 30 t Fassungskraft. Ueber

port von Steinkohle, die zu Schiff im Hafen ankommt  
und in San Giuseppe entweder auf Eisenbahnwagen  
übergeladen oder zunächst auf Kohlentransportplätze  
gebracht werden soll, mit einem Kostenaufwand von  
etwa 9 Mill. Lire eine 17,366 km  
lange Seilschwebbahn für eine  
Tagesleistung von 1,2 Mill. t aus-  
geführt worden, bei deren An-  
lage der Eisenbeton in umfang-  
reicher Weise Verwendung ge-  
funden hat.

Diese Anlagen bestehen in  
Kohlensilos am Hafen und in San  
Giuseppe, in einer Schutzgalerie  
hinter der Ausgangsstation, ein-  
nem Schutzsteg bei Ueberschrei-  
tung der Eisenbahnlinie durch  
die Hängebahn, einer Eisenbahn-  
Brücke über den Bormida-Fluß  
im Zuge eines Verbindungsglei-  
ses zwischen dem Bahnhof in  
San Giuseppe und den Kohlen-  
Lagerplätzen daselbst, sowie  
schließlich einer 0,9 km langen  
in 16 m Höhe über dem Erdboden  
liegenden Transportbrücke zw-  
ischen dem Silo der Endstation  
und den Kohlen-Lagerplätzen.  
Nachstehend seien diese Kon-  
struktionen etwas näher be-  
schrieben.

Am Hafen von Savona sind  
Einrichtungen getroffen, um die  
zu Schiff ankommende Kohle in

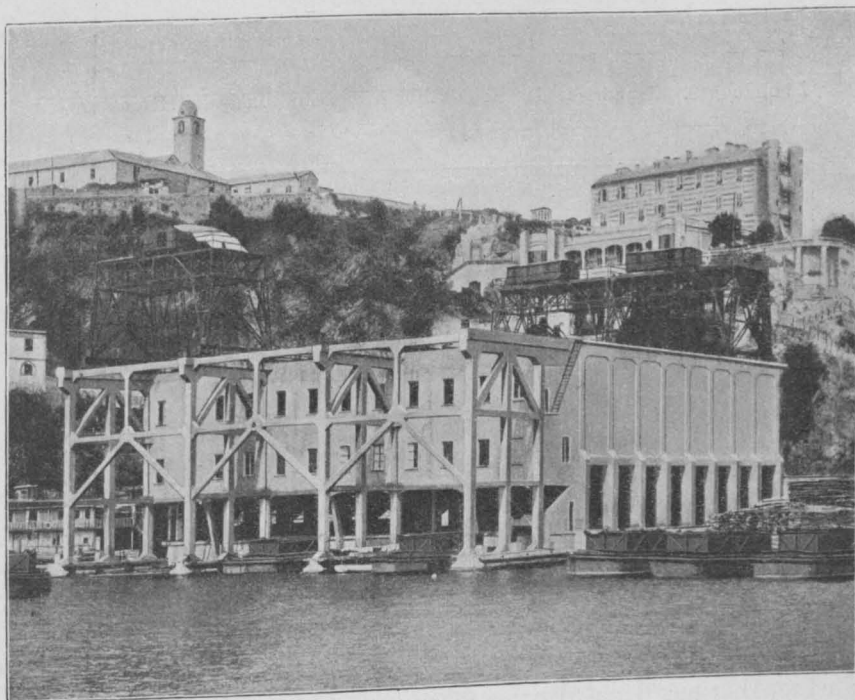


Abbildung 1. Ansicht des Kohlensilos in Savona vom Hafen her.

den Silos und dem Hebegeüst laufen in 18 m Höhe über dem Meere 3 kräftige Portalkrane, welche die gefüllten Kasten abheben und mit diesen zusammen 90<sup>t</sup> wiegen. Die Kasten werden dann in die Zellen entleert und aus diesen wird die Kohle in die Wagen der Transportbahn zur weiteren Beförderung abgegeben.

Stelle gebracht und auf den vorher mit dem Bagger abgeglätteten Meeresboden abgesenkt worden. Dann wurden sie vollends mit Beton gefüllt, bestehend aus einem Gemisch von Kalk, Puzzolane, Portland-Zement und Schotter; und zwar enthält 1 cbm eingebauter Beton 0,75 cbm Schotter, 0,45 cbm Puzzolane, 0,185 cbm

Kalkteig und 100 kg Portland-Zement. Die Kastenwände wurden nach 6 Tagen fortgenommen. Ein Bild der Gründung zeigt Abbildung 5, S. 165.

Auf diesem Fundament ruhen in 4 m Abstand die Silostützen, die 70·70 cm Stärke bei 7,25 m Höhe einschl. des Sockels besitzen und mit Spiralarmierung der Bauweise Considère bewehrt sind. Vergl. die Einzelheiten des Silos, Abbild. 6—9, S. 164. Die Silowände sind aber in der Längsrichtung nur in 8 m Abstand errichtet, sodaß sich Zellen von 8·7 m Grundfläche ergeben. Ihre Höhe ist 9 m ohne den Auslaufrichter.

Die Längswände über den Pfeilern sind als Haupttragwände ausgebildet, mit unterem und oberem kräftigen Träger versehen und über den Zwischenstützen ebenso wie über den Hauptstützen durch senkrechte Verstärkungen ausgesteift. Im Boden sind über den Zwischenstützen kräftige Träger angeordnet, sodaß der Boden jeder Zelle in zwei Teile zerfällt, von denen jeder mit einer Auslauföffnung (durch Eisenklappe verschlossen) von 1·1,4 m Fläche versehen ist. Die Zellenwände nehmen entsprechend den Druckverhältnissen, von 20 cm am unteren Ende auf 12 cm Stärke am oberen Ende ab. Bei der Berechnung der Wände ist ein Reibungswinkel der Kohle von 45° und ein spez. Gewicht derselben von 825 kg/cbm zugrunde gelegt.

Zwischen Hebegeüst und Silozellen ist ein dreigeschossiger Zwischenbau eingeschaltet (vergl. Abbildung 3), in dem Wägevorrichtungen und Büros untergebracht sind. Die Decken sind mit 250 kg/qm Belastung berechnet. An der Hinterseite der Silos schließt sich das Dach der Abgangstation an. Darunter liegt eine Umformerstation, in welcher der dreiphasige Wechselstrom von 22000 Volt in Gleichstrom von 250 Volt umgeformt wird; ferner befindet sich hier eine Puffer-Batterie zur Bedienung der Krane. Unter dem Silo ist außerdem noch Platz für eine Akkumulatoren-Batterie geschaffen. Die elektrische Anlage ist für eine Kraftleistung von 250 Kw. bemessen.

Unmittelbar hinter der Station wird ein Hügel angeschnitten und es ist hier zum Schutz der Transportbahn und zur Abstützung des aus brüchigen Felsen bestehenden Hanges eine gewölbte Schutzgalerie in Eisenbeton von 25 m Länge angelegt. Die durch oben liegende Rippen verstärkten Gewölbe sind wagrecht angeordnet, daher mit Rücksicht auf die starke Steigung der Bahn in drei treppenförmig angeordnete Ringe getrennt. Die Galerie wurde im Zusammenhang mit der Ausschachtung in 20 Tagen beendet. — (Schluß folgt.)

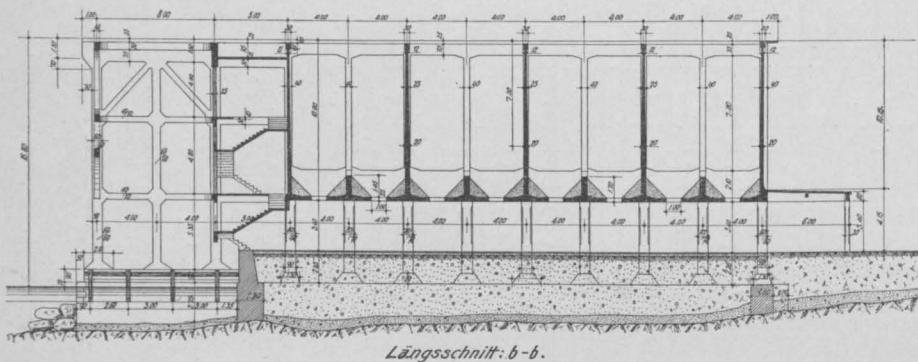


Abbildung 3. Längsschnitt des Kohlsilos in Savona.

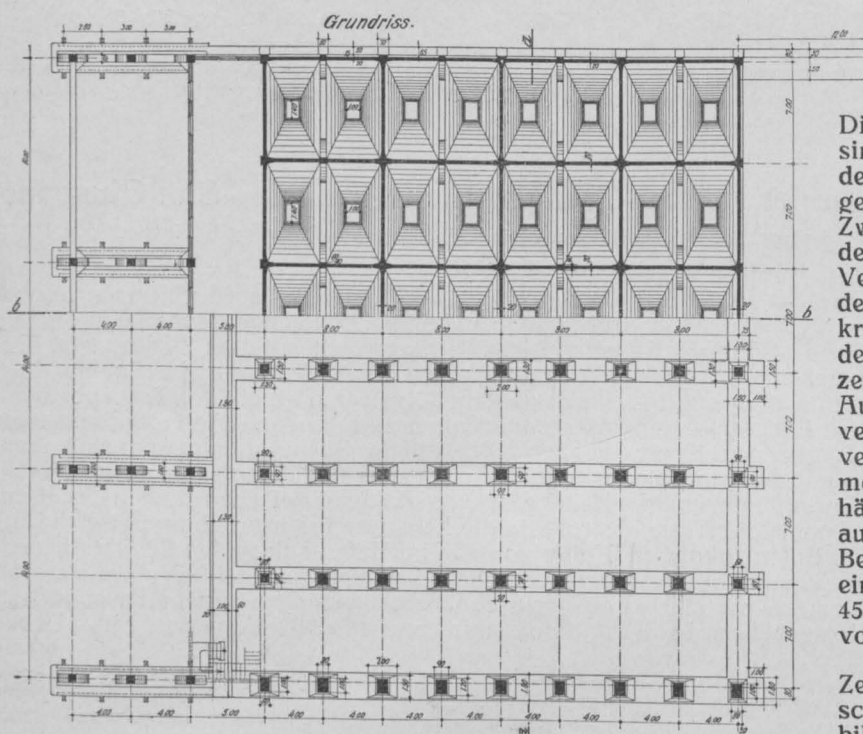


Abbildung 2. Grundrisse des Kohlsilos in Savona (links die Hafenseite).

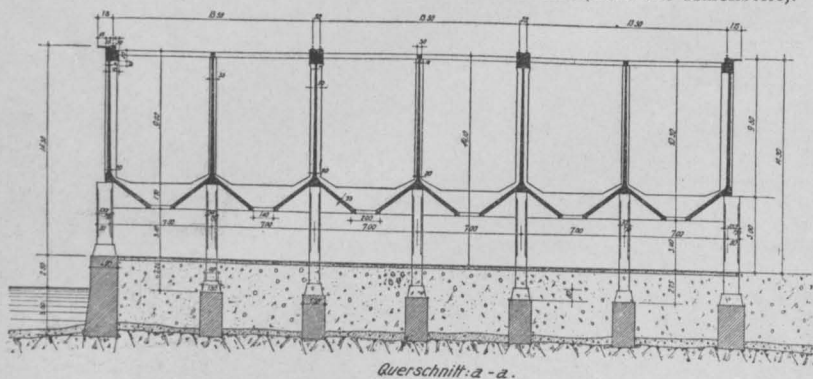


Abbildung 4. Querschnitt des Silos in Savona.

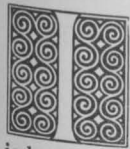
Die Gesamt-Anordnung des Silos, der je 24 Zellen zu je 500 cbm gleich 400<sup>t</sup> Fassungsvermögen besitzt, zeigen die Abbildungen 2—4. Die Gründung ist auf in 7 m Abstand angeordneten Pfeilern erfolgt, die mit Hilfe von 6 m langen, 1,5 m breiten und 3 m hohen Kasten hergestellt worden sind. Diese Kasten sind am Ufer aus leicht lösbaren Wänden zusammengesetzt, teilweise mit Beton gefüllt, dann an Ort und

bahn und zur Abstützung des aus brüchigen Felsen bestehenden Hanges eine gewölbte Schutzgalerie in Eisenbeton von 25 m Länge angelegt. Die durch oben liegende Rippen verstärkten Gewölbe sind wagrecht angeordnet, daher mit Rücksicht auf die starke Steigung der Bahn in drei treppenförmig angeordnete Ringe getrennt. Die Galerie wurde im Zusammenhang mit der Ausschachtung in 20 Tagen beendet. — (Schluß folgt.)



## Zweckmäßigkeit der Verwendung von Eisenbeton oder Eisen für monumentale Hochbau-Konstruktionen.

Von Stadtbaurat Berg und Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer in Breslau.



nden „Bautechnischen Mitteilungen des Stahlwerks-Verbandes“, Düsseldorf 1913, Heft 7, wird in einem Aufsatz „Kuppelbauten und wirtschaftliche Bauweise“ nachzuweisen versucht, daß bei Großkuppelbauten die Eisen-Konstruktionen in jeder Hinsicht, namentlich jedoch was statische Sicherheit und Wirtschaftlichkeit anbelangt, den Eisenbeton-Konstruktionen vorzuziehen seien. Bei einer von Interessenten herausgegebenen Zeitschrift ist ein einseitiger Standpunkt zu verstehen. Die Schlußfolgerungen jedoch, zu denen der Verfasser des Aufsatzes auf Grund einer Menge irreführender Behauptungen und falscher oder mangelhafter Unterlagen gelangt, dürfen im Interesse einer gerechten Würdigung beider nebeneinander vollberechtigten Bauweisen nicht unwidersprochen bestehen bleiben.

Gerade die Eisenbeton-Konstruktion der Breslauer Jahrhunderthalle, die der oben genannten Zeitschrift zum Angriff dient, ist sehr geeignet zur Behandlung dieser Frage, da auch bei dieser die Frage, ob Eisenbeton oder Eisen, eingehender Erwägung unterzogen worden ist.

Zunächst mögen einige irreführende Behauptungen widerlegt werden:

Einleitend wird der Satz aufgestellt, daß „wir heute über die statischen Eigentümlichkeiten der zu den räumlichen Fachwerken zu rechnenden Kuppelbauten derart im Klaren sind, daß wir die Berechnung und Ausführung einer Kuppel — und mag sie noch so große Dimensionen haben — nicht mehr als ein Wunderwerk der Technik anzustaunen brauchen“. Dieser Satz ist nur sehr bedingt richtig, und zwar im wesentlichen nur dann, wenn es sich um verhältnismäßig einfache Stabgebilde, um wirkliche Fachwerkkuppeln handelt, und auch da nur dann, wenn man die stark vereinfachende Annahme gelenkiger Knotenpunkte macht, also das schwierige Gebiet der Nebenspannungen nicht betritt. Wählt man aber Vollwand-Träger ohne Schrägstäbe in der Kuppelfläche, also im wesentlichen Rahmengebilde, so stellen sich einer genauen Berechnung ganz erhebliche Schwierigkeiten in den Weg, die nicht geringer sind als für die Berechnung einer Kuppel in Eisenbeton. Wäre die Breslauer Kuppel mit den architektonisch festgelegten Formen in Eisen ausgeführt worden, so wäre der Rechnungsgang im wesentlichen der gleiche gewesen, wie bei der Eisenbeton-Kuppel.

Gerade die Berechnung der Eisenbeton-Konstruktionen ist durch die Arbeiten hervorragender Statiker und Praktiker — nicht nur durch das „anerkanntswürdige Bemühen vieler Interessenten“ — außerordentlich gefördert worden und in vielen grundlegenden Fragen immerhin zu einem gewissen Abschluß gelangt. Dagegen hat bekanntermaßen erst der Siegeslauf des Eisenbetons zum großen Teil Veranlassung gegeben, daß man sich allgemeiner wieder vielen noch ungeklärten Problemen des Eisenbaues zuwendete, und erst verschiedene neuere schwere Einstürze von Eisenbauten — u. a. Quebec-Brücke, Gasbehälter Hamburg — haben dazu geführt, die wichtige Frage der Knicksicherheit durch theoretische und praktische Untersuchungen eingehend zu klären. Diese Tatsachen sind in Fachkreisen so bekannt, daß ein weiteres Eingehen sich erübrigt.

Daß „mit großen Vorsichtsmaßregeln beim Bau größerer Kuppeln in Eisenbeton vorgegangen werden muß“, wird ohne weiteres zugegeben und sollte überhaupt bei jeder größeren und schwierigeren Konstruktion, sei sie nun aus Beton, Eisen oder Mauerwerk, beachtet werden. Jedenfalls würde die Anzahl der Unfälle und Einstürze eingeschränkt werden. Denn meist sind diese auf Nachlässigkeit zurück zu führen. Falsch ist aber die Behauptung, daß die Breslauer Kuppel nur unter Beobachtung großer, umfangreicher Sicherungsmaßregeln hochgeführt werden konnte, und es ist eine durch nichts gerechtfertigte Schlußfolgerung, aus der Tatsache einer sorgfältigen Bauleitung und sorgfältiger Beobachtungen des Bauwerkes eine Unterlegenheit der Bauweise herzuleiten und den Bau geradezu als ein Wagnis hinzustellen. Jeder gewissenhafte Ingenieur stellt solche Beobachtungen an, mag es sich um einen größeren Eisenbau oder Eisenbetonbau handeln. Bei jeder größeren eisernen Brücke, ja bei vielen Staatsbahn-Verwaltungen bei jeder Eisenbahnbrücke überhaupt, werden umfangreiche Spannungs- und Durchbiegungs-Messungen angestellt. Und so wurden auch bei der Jahrhunderthalle nur diejenigen Sicherungsmaßregeln angewendet, die bei der Ausführung einer jeden Groß-Konstruktion sowohl in Eisenbeton als in Eisen als selbst-

verständliche Pflicht eines gewissenhaften Ausführenden angesehen werden. Auch die Ausrüstung wurde selbstverständlich unter größter Sorgfalt und genau planmäßig vorgenommen. Daß die Ausrüstungs-Ergebnisse in der Öffentlichkeit bekannt geworden sind und auch von der Fachwelt mit Interesse und Spannung verfolgt wurden, ist nicht zu verwundern, hat doch die Bürgerschaft den ganzen Bau von Anfang an mit großem Interesse verfolgt und daher auch wohl ein Anrecht, über wichtige Bau-Abschnitte unterrichtet zu werden, und handelte es sich doch darum, zum ersten Male die bisher größte massive Kuppel der Welt, das Pantheon, um rund 50 % der Spannweite zu übertreffen.

Zurückweisung verdient ferner die Behauptung, daß auch hier „die Tatsache der wirtschaftlichen Unterlegenheit des Betons bei der Projektierung außer acht gelassen“ worden sei, daß sich „aber gegen Ende der Bauzeit und bei Rechnungs-Ablegung für die Bauherren die unliebsamen Ueberraschungen eingestellt haben“. Daß eine reine Eisen-Konstruktion sich billiger stellt als eine Eisenbeton-Konstruktion, ist eine Tatsache, die nicht bestritten wird. Man wird wohl stets zur Verwendung von Eisen für die Ueberdachung großer Hallen greifen bei solchen reinen Nutzbauten (Schuppen, Hallen und dergl.), bei denen die augenblickliche Wirtschaftlichkeit in erster Linie steht und der Wert des Bauwerkes im Verhältnis zu seinem Inhalt nicht in Betracht kommt, sodaß bei Feuer die Erhaltung des Baues keine Rolle spielt.

Auch bei solchen Bauten wird man zu prüfen haben, ob die höheren Kosten der dauernden Unterhaltung (Anstrich) bei Eisen durch die Ersparnisse der Anschaffungskosten ausgeglichen werden. Da bei Eisenbeton so gut wie gar keine Unterhaltungskosten entstehen, so wird nach einer Reihe von Jahren der Zeitpunkt eintreten, wo der Eisenbeton billiger wird. Handelt es sich nun darum, bei Feuersbrunst das Gebäude zu erhalten, so kann eine Eisenkonstruktion nicht in Frage kommen; das Eisen muß feuersicher ummantelt werden. Bei Konstruktionen, die Nutzlasten zu tragen haben (Stützen, Unterzüge, Decken), hat der Eisenbeton infolge der feuerpolizeilichen Forderung feuersicherer Umkleidung den ummantelten Eisenbau so gut wie verdrängt. Und wenn der Eisenbau zu seiner Entschuldigung für seine mangelnde Feuersicherheit anführt, daß „der feuersicherste Bau nicht davor schützt, daß die innere Einrichtung in Brand gerät“, so beweist das, wie sehr er sich selbst in Bezug auf die Feuersicherheit anderen Materialien gegenüber im Hinter-treffen fñhlt.

Aber abgesehen von der Erhaltung des Bauwerkes bei Feuersbrunst ist zugunsten der Eisenbeton-Konstruktion noch ins Feld zu führen, daß, wenn bereits der Inhalt einer Ausstellungshalle in Brand geraten ist, die Einschränkung des Feuers und sogar das Löschen des Feuers und dadurch das Retten wertvollen Inhaltes noch vom Dach der Eisenbeton-Konstruktion aus und auch vom Inneren geschehen kann, wenn ein Betreten der Eisen-Konstruktion und des Raumes nicht mehr möglich ist. Bei einer Temperatur von 600° C. ist die Bruchfestigkeit des Eisens von 4000 kg/qcm auf 1000 kg/qcm, also gleich der zulässigen Beanspruchung gesunken, die Sicherheit demnach dann nur noch einfach und es genügt der geringste Anstoß oder eine weitere Temperaturerhöhung, um den Bruch herbeizuführen. Die geringste Temperatur einer Stichflamme von 800° braucht nur einzelne Stäbe einer Eisenkuppel zu erreichen, um durch deren Bruch eine Gefährdung der Sicherheit des Tragwerkes herbeizuführen, während die gleiche Flamme von einer Eisenbeton-Konstruktion oder von deren Innerem aus noch gelöscht werden kann. Wenn auch nicht als gleichwertig in bezug auf Feuersicherheit, so doch als Ersatz konnte demnach für die Ausführung in Breslau nur ummanteltes Eisen in Betracht kommen. Für die Kuppel wurden demgemäß in der Ausschreibung beide Bauweisen zugelassen. Von den erst zu nehmenden Angeboten stellte sich eine Kuppel in ummanteltem Eisen um etwa 30 000 M. billiger als eine solche in Eisenbeton, das sind noch nicht 2% der Bausumme. Es ist nun einleuchtend, daß solch ein geringer Preisunterschied bei einem Monumentalbau zu der Wahl von Eisenbeton führte. Bereits bei früheren Bauten, den Breslauer Markthallen, war festgestellt worden, daß Eisenbeton-Konstruktion sich sogar billiger stellt als ummanteltes Eisen, weshalb Eisenbeton zur Ausführung gewählt wurde. Daß bei der Ausschreibung der Kuppel sich die Ausführung in Eisenbeton nicht wesentlich teurer stellte als die Ausführung in ummanteltem Eisen, ist wahrscheinlich darauf zu-

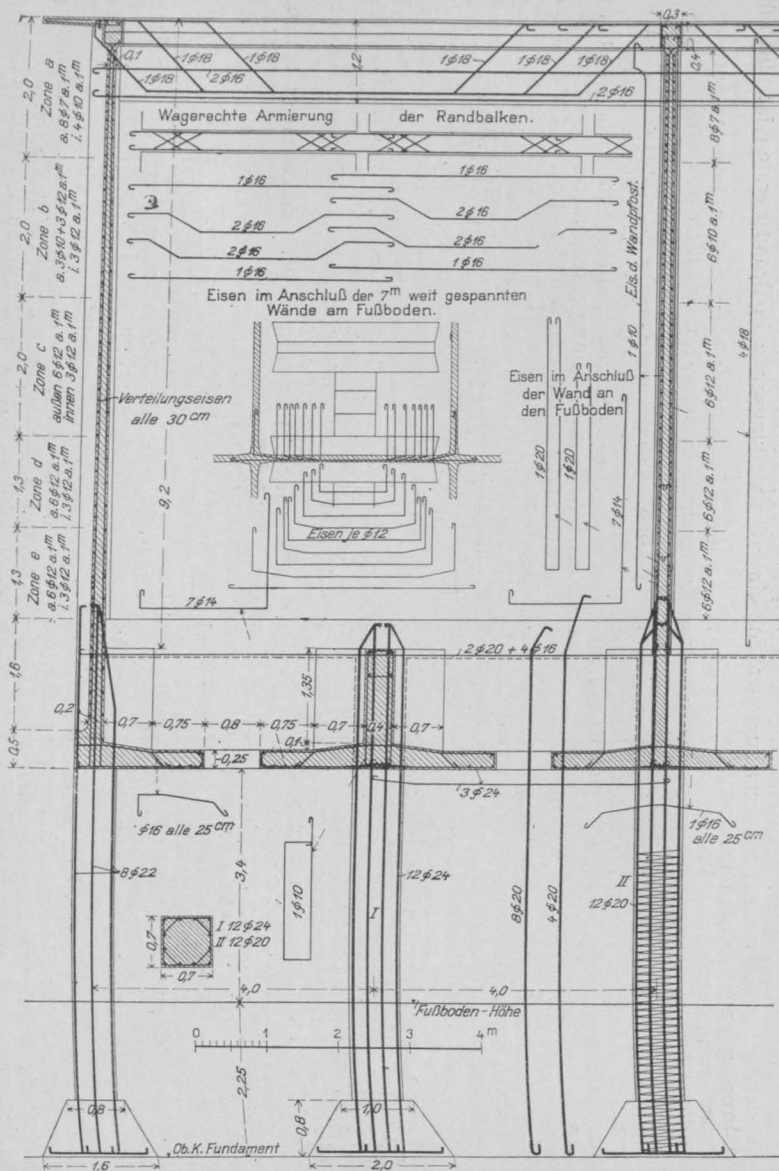


Abbildung 6. Teil-Längsschnitt.

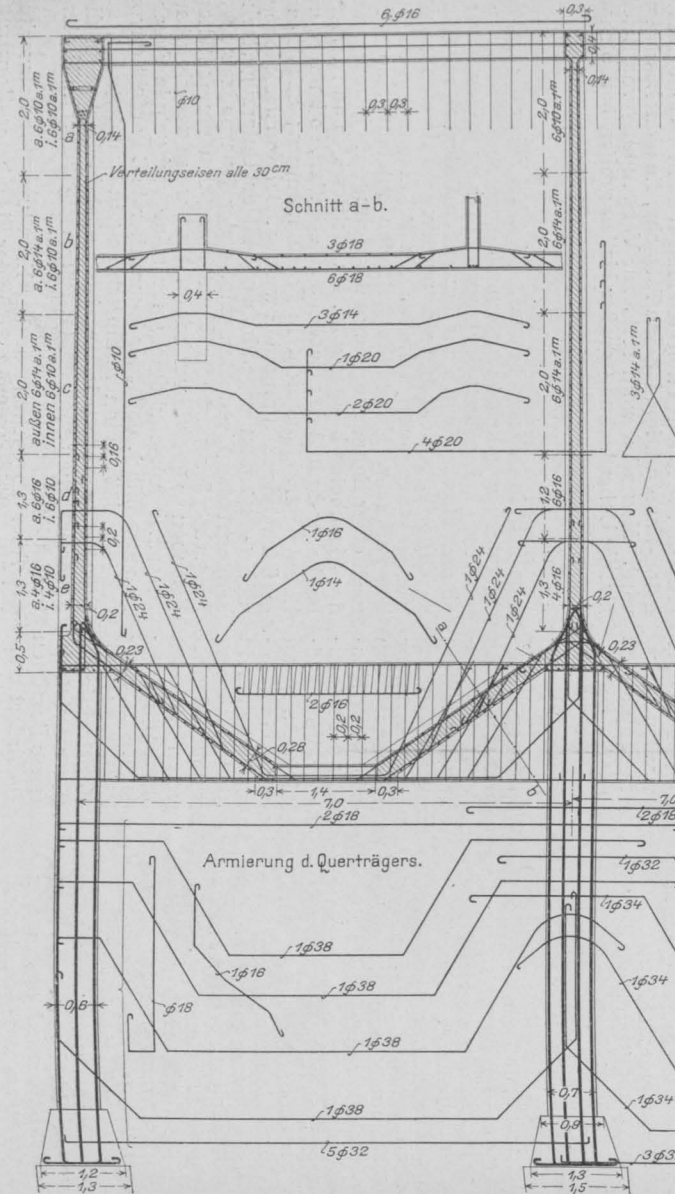


Abbildung 7. Teil-Querschnitt.

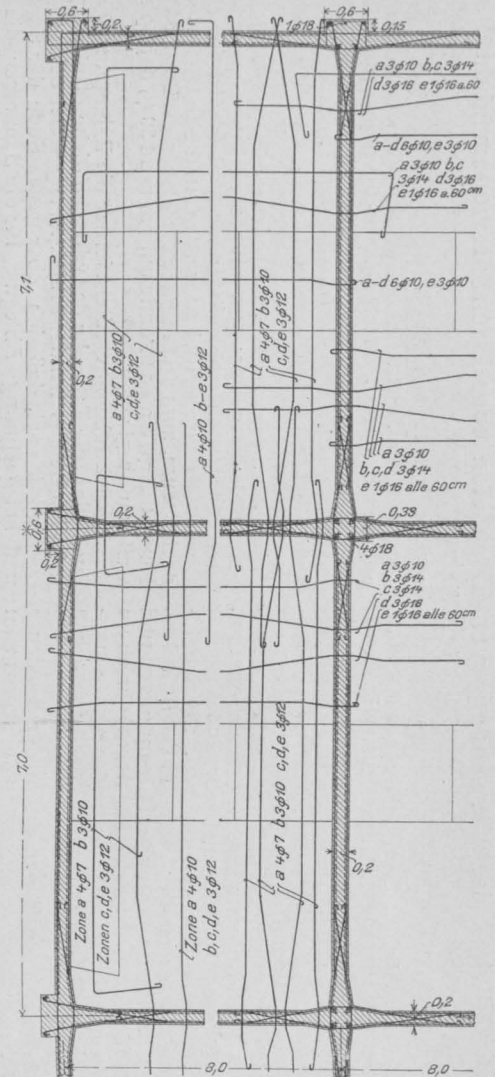


Abbildung 8. Teil-Grundriß.

Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona—San Giuseppe. Einzelheiten des Kohlensilos in Savona.



rückzuführen, daß die Ummantelung als tote Last bei den großen Abmessungen den Eisenbedarf und damit die Kosten erhöht, während bei Eisenbeton der Baustoff zugleich schützt und trägt.

Auch die Erwähnung der Nachforderungen zur Begründung der wirtschaftlichen Unterlegenheit des Eisenbetons ist falsch. Diese Mehraufwendungen haben zum allergrößten Teile mit den statischen und konstruktiven Verhältnissen nicht das geringste zu tun. Noch nicht 10% der Ueberschreitungssumme sind zur stärkeren Bemessung einzelner Bauteile und zur Einfügung einzelner Hilfskonstruktionen angewendet worden, und auch diese betreffen nahezu ausschließlich das schwierige Gebilde des Unterbaues, der in Eisen überhaupt nicht ausführbar gewesen wäre.

Kommen solche Mehrforderungen gegenüber dem Angebote als Folgen der ins Einzelne gehenden Durcharbeitung bei großen eisernen Brücken oder Hallen nicht ebenfalls vor? Hier ließen sich Dutzende von Beispielen anführen.

Dem Eisen fehlt nun einmal trotz seiner Festigkeit ein Hauptfaktor der Forderung der Monumentalität, die schwere Zerstörbarkeit. Es ist dem Feuer gegenüber nicht widerstandsfähig genug und fällt zu leicht der Zerstörung durch Rost anheim — leider auch dann, wenn es gegen äußere Witterungseinflüsse (Regen) geschützt wird —, wenn es nicht dauernd beobachtet und unterhalten wird. Der Zusammensturz des Charing Cross-Bahnhofes in London, wo das Eisen gegen direkte Feuchtigkeit geschützt lag und wo die Unterhaltung vernachlässigt war, ist ein warnendes Beispiel. Wenn nun schon bei einem wirtschaftlich hochstehenden Volk eine solche Nachlässigkeit vorkommt, wieviel mehr ist ein Zerfall zu erwarten bei jahrzehntelang dauerndem Niedergang eines Volkes. Das ist sicher, daß uns die herrlichen überlieferten Kuppelbauten des Pantheon, der Hagia Sophia und der Peters-Kirche, ja auch viele mittelalterliche Dome nicht erhalten wären, wenn sie in Eisen ausgeführt worden wären.

Was die Zerstörbarkeit durch Verrosten anbetrifft, so ist das umhüllte oder verkleidete Eisen leider noch weniger zu empfehlen, als die reine sichtbare Eisenkonstruktion. Bei letzterer fallen die Schäden eher ins Auge und sind bei sorgfältiger Unterhaltung zu beseitigen. Das verkleidete Eisen läßt sich jedoch gar nicht so anwenden, daß man überall hingelangen kann, und dann rostet an irgend einer Stelle, vielleicht lediglich durch Temperatur-Schwankungen der Luft und dadurch hervorgerufene

Niederschläge am Eisen, ein Konstruktionsteil allmählich durch, bis dann der Zusammenbruch erfolgt. Das Eisen ist demnach, unter dem Gesichtswinkel der Monumentalität betrachtet, ein vergängliches Material und das Zeitalter der Monumentalität wird für Eisen erst eintreten, wenn es gelingt, ihm eine Beimischung zu geben, die es vor Rost und Zerfall schützt und wenn man es dann noch durch feuersichere Umkleidung gegen Zerstörung durch Feuer schützt. Wo es demnach darauf an-

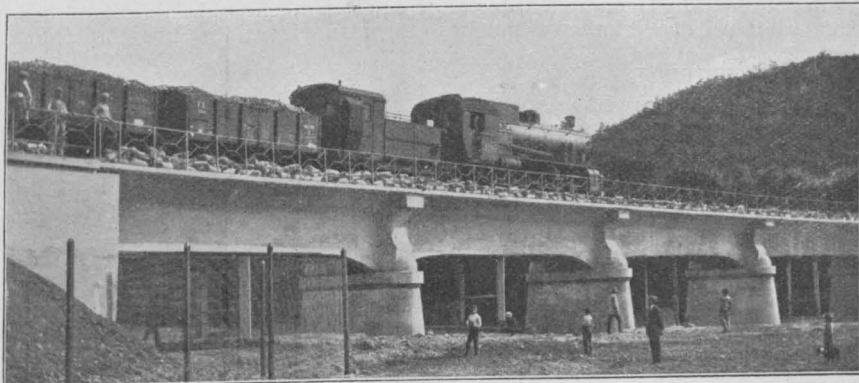


Abbildung 10. Eisenbahnbrücke über den Fluß Bormida bei San Giuseppe.



Abbildung 5. Gründung des Kohlensilos im Hafen von Savona. Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona—San Giuseppe.

kommt, Bauten zu schaffen, die auch nach hunderten von Jahren Zeugnis für die Kultur unserer Zeit ablegen sollen, die an sich als wertvoll und bedeutend zu erhalten sind, auch wenn einmal ein Brand im Inneren stattfindet, in solchen Fällen sollte man die Eisenkonstruktion unbedingt vermeiden. —

## Der einfachste Weg zur wirtschaftlichen Dimensionierung der Eisenbetonplatte.

Von Dr.-Ing. Max Mayer in Stuttgart. (Schluß.)

**F**olgendes Beispiel möge die Verhältnisse deutlicher zeigen. Bei der Ueberdeckung eines Doppelkanals habe das eine Feld eine Spannweite von 3 m, sei als durchlaufendes Endfeld mit einem Moment  $ql^2$ : 10 zu berechnen und erhalte durch Ueberschüttung und Verkehrs-last 2 t/qm. Der Massen-Koeffizient sei zu 1,4 anzunehmen, während der Betonpreis 18 M./cbm und der Eisenpreis 28 Pf./kg betrage. Die Dimensionierung für die zulässigen Spannungen 40 und 1000 kg/qcm würden dann lauten (erste Rechnung):  
Eigengewicht geschätzt auf 0,480 t/qm für 20 cm Plattenstärke;  
Gesamtlast  $q = 2 + 0,480 = 2,480$  t/qm,  $M = \frac{2,48 \cdot 3^2}{10} = 2,232$  mt.

$$h = 0,0390 \cdot \sqrt{223200} = 18,5 \text{ cm,}$$

$$f = 0,0293 \cdot \sqrt{223200} = 13,9 \text{ qcm.}$$

Für diese Abmessungen wird der „Veränderliche Kostenanteil“

$$K = 18,5 \cdot 0,18 + 13,9 \cdot 0,28 \cdot 1,4 = 3,42 + 5,45 = 8,87 \text{ M./qm.}$$

Die wirtschaftliche Dimensionierung ohne Rücksicht auf das veränderliche Eigengewicht hätte ergeben (zweite Rechnung):

$$\frac{\beta}{r \cdot e} = \frac{18}{28 \cdot 1,4} = 0,459.$$

Hierzu erhält man durch Interpolieren in Tabelle I (No. 20, S. 158)

$$h = 0,0515 \cdot \sqrt{223200} = 24,4 \text{ cm,}$$

$$f = 0,0216 \cdot \sqrt{223200} = 10,2 \text{ qcm,}$$

$$K = 24,4 \cdot 0,18 + 10,2 \cdot 0,28 \cdot 1,4 = 4,39 + 4 = 8,39 \text{ M./qm.}$$

Um nun das Eigengewicht zu berücksichtigen, bestimmen wir (dritte Rechnung):

$$s = \frac{0,24 l^2}{n} = \frac{0,24 \cdot 300^2}{10} = 2160.$$

Den Wert  $t$  leiten wir aus den Ergebnissen der zweiten Rechnung ab:

$$t = \beta u + r e v = 18 \cdot 0,0515 + 1,4 \cdot 28 \cdot 0,0216 = 0,927 + 0,847 = 1,774$$

$$\text{soda\ss} \quad \frac{st}{2\sqrt{M}} = \frac{2160 \cdot 1,774}{2 \cdot \sqrt{223200}} = 4,05.$$

Bezüglich des Biegemomentes  $M$  haben wir uns dabei die Mühe gespart, den zu den Resultaten der zweiten Rechnung gehörigen Wert zu bestimmen, und haben den Wert der ersten Rechnung eingesetzt. Abgesehen von der ersparten Rechenarbeit gewährt das auch den Vorteil, daß dem etwas zu kleinen Wert von  $t$  im Zähler ein etwas zu kleiner Wert von  $M$  im Nenner gegenübersteht, daß also die Genauigkeit der angenäherten Rechnung erhöht wird. Wir haben nunmehr in 16) einzusetzen:

$$\frac{\partial f}{\partial h} = \frac{\beta + \frac{st}{2\sqrt{M}}}{r \cdot e} = \frac{18 + 4,05}{28 \cdot 1,4} = \frac{22,05}{39,2} = 0,562.$$

Hierzu gehört nach Tabelle I

$$h = 0,0468 \cdot \sqrt{232056} = 22,6 \text{ cm.}$$

$$f = 0,0239 \cdot \sqrt{232056} = 11,5 \text{ qcm.}$$

Unter der Wurzel steht der Wert des Biegemomentes, der zu der schließlichen Plattenstärke von 22,6 + 1,5 cm gehört. Die Kosten hierfür werden:

$$K = 22,6 \cdot 0,18 + 11,5 \cdot 0,28 \cdot 1,4 = 4,07 + 4,51 = 8,58 \text{ M./qcm.}$$

Für die praktische Verwendung der zweiten Rechnung hätte man nachträglich noch das veränderte Biegemoment durch eine Verstärkung der Eiseneinlage berücksichtigen müssen, wofür man angenähert rechnen kann:

$$\triangle M = 5,9 \cdot 2160 = 12744 \text{ cmkg; } \triangle f = \frac{8 \cdot 12,744}{7 \cdot 24,4} = 0,6 \text{ qcm;}$$

$$\triangle K = 0,6 \cdot 28 \cdot 1,4 = 23 \text{ Pf./qcm; } K = 8,39 + 0,23 = 8,62 \text{ M./qcm.}$$

Genauer wäre es, das veränderte Biegemoment  $M = 223200 + 12744 = 235944 \text{ cmkg}$

zu berechnen und  $h$  als Funktion desselben auszudrücken:

$$h = 24,4 = 0,0501 \cdot \sqrt{235944};$$

hierzu gehört nach Tabelle I:

$$f = 0,0222 \cdot \sqrt{235944} = 10,8 \text{ qcm, } \triangle f = 10,8 - 10,2 = 0,6 \text{ qcm.}$$

Das Ergebnis ist also für unsere Rechnungsgenauigkeit das nämliche.

Mit Berücksichtigung des Eigengewichtes ergibt die dritte Rechnung 8,58, die zweite 8,62, die erste 8,87 M./qcm.

Wir wollen noch nachweisen, daß der Wert  $st:2\sqrt{M}$ , wie wir ihn oben näherungsweise bestimmt haben, sich nicht von dem genauen Wert unterscheidet, der zu den schließlichen Resultaten gehören würde. Für letzteren wäre nämlich:

$$t = 18 \cdot 0,0468 + 1,4 \cdot 28 \cdot 0,0239 = 0,843 + 0,937 = 1,780;$$

$$\frac{st}{2\sqrt{M}} = \frac{2160 \cdot 1,780}{2 \cdot \sqrt{232056}} = 4,0 \text{ gegen } 4,05.$$

Dieser Unterschied verschwindet im weiteren Verlauf der Rechnung.

Eine vollständig genaue Rechnung mit Hilfe der Formel 16) würde allerdings einige Proberechnungen erfor-

dern, doch fallen diese bei der praktischen Anwendung durchaus weg. Ein Vergleich der Ergebnisse der zweiten und dritten Rechnung des Beispiels zeigt, daß ganz merkliche Abweichungen in den Abmessungen die Kosten kaum beeinflussen, wenn man sich in der Nähe von deren Minimum bewegt; überdies wird man die schließlichen Ergebnisse immer auf passende Maße abrunden. Die feineren Unterschiede in den Werten von  $s$  und  $M$ , wie wir sie oben der theoretischen Richtigkeit wegen beachtet haben, sind also für die Anwendung gleichgültig; man wird wie oben für  $s$  den Wert aus der zweiten Rechnungsart und für  $M$  am besten einen geschätzten Mittelwert einsetzen und ein einwandfreies Ergebnis erhalten.

Formel 16) ließe sich so deuten, daß die Berücksichtigung des Eigengewichtes einen Zuschlag zum Betonpreis bedingt. Man hätte einen ähnlichen Zuschlag auch auf folgende Weise erhalten können. Wir haben in unserem Beispiel als Ergänzung zur zweiten Rechnung festgestellt, daß eine Verstärkung der Platte um 5,9 cm eine Eisenzulage verlangt, welche 23 Pf./qcm kostet. Folglich kostet 1 cm Plattenstärke einen Zuschlag

$$\triangle K = \frac{23}{5,9} = 3,9 \text{ Pf./qcm,}$$

der zum Betonpreis zu addieren wäre. Dieser Wert ist deshalb nicht gleichbedeutend mit dem obigen Preiszuschlag, weil bei der letzten Ableitung die Spannungen nicht konstant bleiben; daher kann er auch nur mit grober Annäherung für den gleichen Zweck verwendet werden.

Der zuletzt angedeutete Weg, den partiellen Differentialquotienten  $\partial K : \partial M$  zu berechnen, gibt also eine weniger gute, wenn auch noch einfachere Näherung als der oben dargestellte.

Wenn die Kostenmehrung dem Zuwachs der Plattenstärke genau proportional wäre, und nicht nach 14) oder 15) auch von  $M$  bzw. von  $h$  abhinge, so hätte man ohne weiteres den allgemeinen Satz verwenden können, daß alle dem Raumbedarf proportionalen Kosten durch einen Zuschlag zum Betonpreis zu berücksichtigen sind. Nach diesem Satz müßte man vorgehen, falls beispielsweise durch den Mehrbeton eine Ersparnis an Auffüllung oder an Magerbeton einträte oder umgekehrt mehr Aushub oder mehr Absprießung erforderlich würde und dergl.

### III. Die beiderseits gleich stark bewehrte Platte.

Wenn Behälterwände von beiden Seiten gleichen Druck bekommen können, so müssen sie auch beiderseits gleiche Armierung erhalten, sodaß aus äußeren Gründen  $f = f'$  vorgeschrieben und stets eine Druckarmierung vorhanden ist. Um diese in der Rechnung auf einfache Weise berücksichtigen zu können, denken wir sie uns in den Beton-Druckmittelpunkt verschoben, setzen also ihren Abstand von der Beton-Druckkante gleich einem Drittel der Druckzonbreite.

Für das Gleichgewicht gegen Verschieben wird dann

Tabelle II. Die symmetrisch armierte Platte.

$\frac{df}{dh} = \frac{\beta}{r \cdot e} =$	$C =$	$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$			$\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$		
		$\sigma_b =$	$h =$	$f =$	$\sigma_b =$	$h =$	$f =$
5,294	0,50	66,67	0,0155 $\sqrt{M}$	0,0775 $\sqrt{M}$	80,00	0,0141 $\sqrt{M}$	0,0707 $\sqrt{M}$
4,092	0,52	61,54	0,0176 "	0,0676 "	73,85	0,0161 "	0,0617 "
3,237	0,54	56,79	0,0198 "	0,0598 "	68,15	0,0180 "	0,0545 "
2,602	0,56	52,38	0,0220 "	0,0533 "	62,86	0,0201 "	0,0486 "
2,308	0,5714	50,00	0,0233 "	0,0500 "	60,00	0,0213 "	0,0456 "
2,113	0,58	48,28	0,0244 "	0,0477 "	57,93	0,0222 "	0,0436 "
1,728	0,60	44,44	0,0268 "	0,0430 "	53,33	0,0245 "	0,0392 "
1,485	0,6154	41,67	0,0289 "	0,0397 "	50,00	0,0264 "	0,0362 "
1,419	0,62	40,86	0,0294 "	0,0388 "	49,03	0,0270 "	0,0354 "
1,351	0,625	40,00	0,0302 "	0,0378 "	48,00	0,0276 "	0,0345 "
1,168	0,64	37,50	0,0324 "	0,0350 "	45,00	0,0296 "	0,0320 "
0,961	0,66	34,34	0,0356 "	0,0317 "	41,21	0,0325 "	0,0289 "
0,900	0,6667	33,33	0,0367 "	0,0306 "	40,00	0,0335 "	0,0280 "
0,789	0,68	31,37	0,0391 "	0,0286 "	37,65	0,0357 "	0,0261 "
0,646	0,70	28,57	0,0430 "	0,0258 "	34,29	0,0393 "	0,0236 "
0,526	0,72	25,93	0,0474 "	0,0232 "	31,11	0,0433 "	0,0212 "
0,426	0,74	23,42	0,0525 "	0,0209 "	28,11	0,0479 "	0,0190 "
0,342	0,76	21,05	0,0583 "	0,0187 "	25,26	0,0532 "	0,0170 "
0,271	0,78	18,80	0,0651 "	0,0166 "	22,56	0,0594 "	0,0151 "
0,212	0,80	16,67	0,0732 "	0,0146 "	20,00	0,0668 "	0,0134 "
0,163	0,82	14,63	0,0830 "	0,0128 "	17,56	0,0758 "	0,0117 "
0,122	0,84	12,70	0,0953 "	0,0111 "	15,24	0,0870 "	0,0101 "
0,075	0,87	9,96	0,1205 "	0,0087 "	11,95	0,1101 "	0,0079 "
0,041	0,90	7,41	0,1608 "	0,0064 "	8,89	0,1468 "	0,0059 "
0,009	0,95	3,51	0,3345 "	0,0030 "	4,21	0,3053 "	0,0028 "
0,000	1,00	0,00	$\infty$ "	0 "	0,00	$\infty$ "	0 "



$$\frac{bh}{2} \cdot \frac{(1-C)^2}{C} \cdot \frac{\sigma_e}{n} + f \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1-C}{C} \cdot \sigma_e = f \sigma_e,$$

$$\frac{bh}{2n} (1-C)^2 = \frac{5C-2}{3} \cdot f,$$

woraus

$$\frac{f}{h} = \frac{3b(1-C)^2}{2n(5C-2)} \dots \dots \dots (17)$$

Für das Gleichgewicht gegen Drehen wird wie früher

$$M = f \sigma_e \cdot \frac{2+C}{3} \cdot h \quad \text{oder} \quad f \cdot h = \frac{3M}{\sigma_e(2+C)}.$$

Die Auflösung der beiden Gleichungen ergibt die Formeln:

$$h = \frac{1}{1-C} \cdot \sqrt{\frac{2Mn(5C-2)}{b\sigma_e(C+2)}} \dots \dots \dots (18)$$

$$\text{und} \quad f = 3(1-C) \cdot \sqrt{\frac{Mb}{2n\sigma_e(C+2)(5C-2)}} \dots \dots \dots (19)$$

Für die Ableitung des Differentialquotienten benutzen wir wieder die Formel 5) und rechnen:

$$h^2 = \frac{2Mn(5C-2)}{b\sigma_e(C+2)(1-C)^2},$$

$$\frac{d}{dC}(h^2) = 2Mn \cdot \frac{5(C+2)(1-C) + 3(5C-2)(1+C)}{b\sigma_e(C+2)^2(1-C)^3} =$$

$$= \frac{4Mn}{b\sigma_e} \cdot \frac{2+2C+5C^2}{(C+2)^2(1-C)^3};$$

$$\text{aus 17)} \quad \frac{d}{dC}\left(\frac{f}{h}\right) = -\frac{3b}{2n} \cdot \frac{(1-C)(1+5C)}{(5C-2)^2};$$

$$\text{aus 2) wie oben} \quad \frac{d}{dC}(f \cdot h) = -\frac{3M}{\sigma_e(2+C)^2}.$$

Der erste Summand des Zählers von 5) wird damit

$$-\frac{3M(1+5C)}{\sigma_e(C+2)(1-C)(5C-2)};$$

Der Zähler ergibt die Summe

$$\frac{54MC}{\sigma_e(2+C)^2(1-C)(5C-2)}$$

und der Differentialquotient wird schließlich

$$\frac{df}{dh} = -\frac{27b}{2n} \cdot \frac{C}{5C-2} \cdot \frac{(1-C)^2}{2+2C+5C^2} \dots \dots (20)$$

Die weitere Behandlung ist genau die gleiche wie im Falle I., indem das Ergebnis der Gleichung 20) in die Gleichung 10) einzuführen ist. Für die praktische Benutzung ist die Tabelle II. berechnet. Dabei ist nur zu beachten, daß der Wert  $r$  jetzt für Doppellarmierung anzusetzen ist; er wird dafür im allgemeinen ungefähr 2 betragen, wodurch dieser Fall bei unseren Preisverhältnissen eine besondere Bedeutung für die Praxis gewinnt. —

## Vermischtes.

**Drahtseilbahnstützen aus Beton und Eisenbeton.** Ursprünglich wurden die Stützen für Trageile von Drahtseilbahnen nur aus Holz oder Eisen hergestellt. Holzstützen grub man in die Erde ein, oder setzte sie ebenso wie die Eisenstützen auf Fundamente in Mauerwerk oder Beton. Gelegentlich war die Aufgabe gestellt, heiße Asche und Schlacken von den Trageilen der Drahtseilbahn aus auf Halden zu stürzen, wobei die Stützen mit eingeschüttet wurden. Da hierbei die Gefahr bestand, daß große Teile der Halde in Glut geraten konnten, genügten weder Holz- noch Eisenstützen. In anderen Fällen suchte man nach Mitteln, um den Druck des Haldengutes von den Stützen fern zu halten. Man mauerte dann die Stützen aus Ziegeln auf oder stampfte Betonsäulen gewissermaßen als erhöhte Fundamente, auf die nur kurze eiserne Tragköpfe aufgesetzt wurden. Abbildung 1 zeigt derartige Stützen der Haldenbahn, die für die Zuckerfabrik Drobovitz in Böhmen vor mehreren Jahren von Adolf Bleichert & Co. in Leipzig, gebaut wurde. Neuerdings sind in verschiedenen Fällen für Zementfabriken auch eigentliche Eisenbetonstützen ausgeführt, welche die Seile auf Querbalken tragen. Abbildung 2 läßt eine solche Stütze erkennen. Sie gehört zur Drahtseilbahn der Aargauischen Portland-Zementfabrik in Holderbank-Wildeggen. Die Entladestation dieser Bahn befindet sich im Obergeschoß der Zementfabrik. Die Strecke wird von zwei Eisenbetonstützen gebildet und läuft in einen Stollen ein, in dem die Trageile durch feste Hängebahnschienen ersetzt sind. Der Stollen geht unter 3 Eisenbahngleisen und unter dem ansteigenden Gelände hindurch bis unter den Mergelbruch, wo Füllrumpfe ausgeschossen sind, in die der Mergel von der Bruchsohle aus durch ein Rolloch gefördert wird. Die Bahn ist 235 m lang, hat 6 m Steigung und fördert stündlich 70 Tonnen mit 12 Wagen. Sie ist ebenfalls von der Drahtseilbahnfabrik von Adolf Bleichert & Co., Leipzig erbaut. Auf den ersten Blick scheinen viele Vorteile zugunsten der Eisenbetonstütze zu sprechen, namentlich die einfache elegante Form und der Umstand, daß eine Rostgefahr nicht vorhanden ist. Es zeigt sich aber, daß diese Stützen nur dort den Wettbewerb mit der Eisen- oder Holzstütze aufnehmen können, wo alle Baustoffe bequem zur Hand sind, wie dies bei Zementfabriken der Fall zu sein pflegt, und wo man mehrere Stützen an einem Bauplatz aus denselben Formen herstellen kann. Die Strecke muß dabei bequem zugänglich sein, um die Stützen nach der Vollendung im Ganzen an Ort und Stelle bringen zu können. Wo diese Bedingungen nicht vorliegen, und das ist die große Mehrzahl der Fälle, zeigt die Rechnung, daß Betonstützen wesentlich teurer als Eisenstützen werden. Daher wird die Betonstütze auch für die Zukunft nur eine vereinzelte Erscheinung bleiben, die dort zur Anwendung gelangen kann, wo die Verhältnisse zu ihrer Anfertigung und Aufstellung wie in dem vorliegenden Fall günstige sind.

**Auszeichnungen auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913.** Aus dem Gebiet der Zement- und Beton-Industrie, des damit in Verbindung stehenden Versuchswesens und der für diese Gebiete arbeitenden Maschinen-Industrie haben folgende deutsche

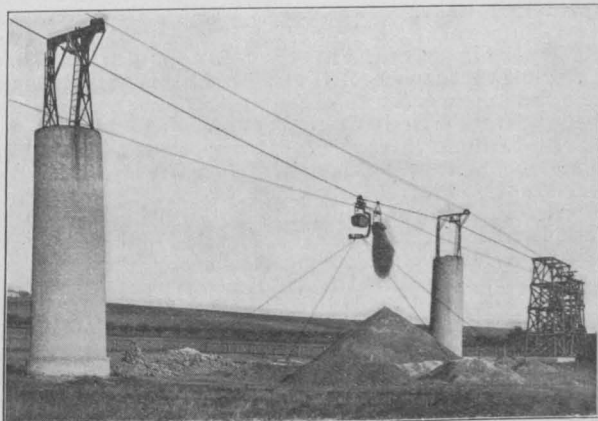


Abbildung 1. Gemauerte Stütze einer Haldenbahn.

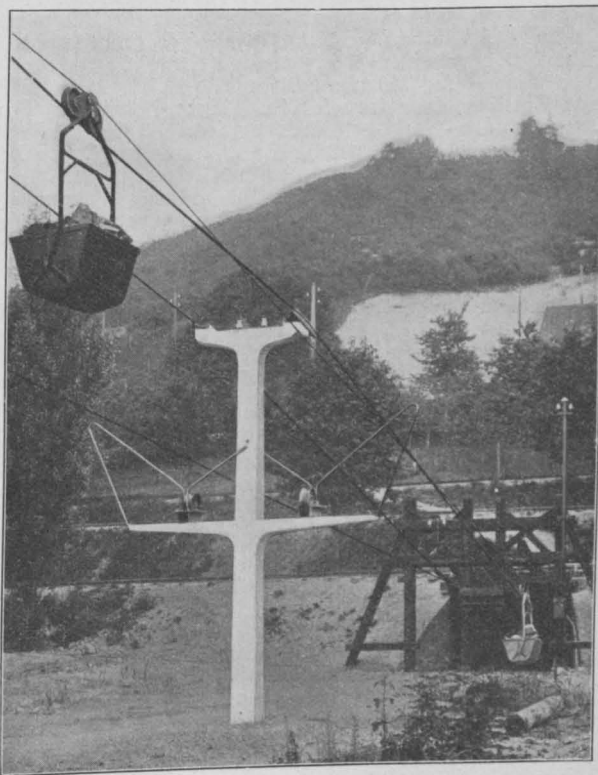


Abbildung 2. Eisenbetonstütze für die Transportbahn einer Zementfabrik.

und deutsch-österreichische Firmen höhere Auszeichnungen erhalten. (NB. Auf diesem Gebiet ausgezeichnete Ingenieure vergleiche Hauptblatt No. 90.)

1. Kgl. Sächsischer Staatspreis: Chem. Laboratorium für Tonindustrie G. m. b. H., Berlin; Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin; Deutscher Beton-Verein (E. V.), Oberkassel, Siegburg; Georgs-Marien-Bergwerks- und Hüttenverein, A.-G., Piesberg; Kell & Löser, Leipzig; Leipziger Zement-Industrie Dr. Gaspary & Co. in Markranstädt bei Leipzig; E. Schwenk, Zement- und Steinwerke in Ulm a. D.; Rud. Wölle, Zementbaugeschäft, Leipzig.

2. Außersächsische Staatspreise: Reichslande Elsaß-Lothringen: Hüser & Cie., Ges. für Zementstein-Fabrikation, Oberkassel; Gebr. Rank, Bauunternehmung, München; Otto Enke, Baugeschäft, Leipzig; Max Pommer, Leipzig; Rella & Neffe, Wien; Wayss & Freytag und Meinnong, Wien; Ed. Züblin & Cie., Ingenieurbüro in Straßburg i. E.

3. Goldene Medaille der Stadt Leipzig: Janesch & Schnell in Wien.

4. Goldene Medaille der Ausstellung: Allg. Hochbau-Ges. m. b. H., Beton- und Eisenbetonbau, Düsseldorf; Gebr. Amsler, Schaffhausen; Asbeston-Ges. m. b. H., Berlin; Ast & Cie., Wien; Berbet-Masch.-Bau, G. m. b. H., Halle a. S.; Bernhardt & Sohn, Dr. G. E. Draenert, Eilenburg; Baugeschäft Brömme, Leipzig-Lindenau; Düsseldorf Maschinenbau-A.-G., vorm. D. Losenhausen, Düsseldorf; Gauhe, Gockel & Cie., G. m. b. H., Oberlahnstein; Höxter'sche Portland-Zementfabrik, Höxter i. W.; Kgl. Bayr. Hüttenamt Sonthofen; Kgl. Sächs. Mechan. Versuchsanstalt, Dresden; Leipziger Masch.-Bau-G. m. b. H., Leipzig-Zellerhausen; Liebold & Co., A.-G., Holzminde; Mannheimer Masch.-Fabr. Mohr & Federhaff, Mannheim; Pittel & Brausewetter in Wien; Portland-Zement-Fabrik „Stern“, Toepfer, Grawitz & Co., Finkenwalde bei Stettin; A. Oskar Richter, Dresden; Rixdorfer Masch.-Fabrik, G. m. b. H., vorm. Schlickeysen, Berlin-Neukölln; Sächsisch-Böhm. Zementfabrik, Tschischkowitz; F. A. Schick, Masch.-Fabr., Wurzen i. S.; Wazan, Materialprüfungs-Masch., Mannheim; Wind-schild & Langelott in Dresden.

5. Silberne Medaille der Stadt Leipzig: Betonpfosten- und Formenbau-Fabrik Carl E. Grün in Berlin-Pankow; Dücker & Cie., Betonbaugesellschaft m. b. H., Düsseldorf; Fabrik netloser Gitterträger A.-G., Düsseldorf; Grastorf G. m. b. H., Hannover; Gebr. Huber, Beton- und Eisenbetonbau, Breslau; Paul Kossel & Co., Bremen; Joh. Odorico, Inh. R. Wortmann in Dresden; Franz Schlüter in Dortmund.

6. Silberne Medaille der Ausstellung: Allg. Baumasch.-Gesellschaft m. b. H., Leipzig; Beton- und Tiefbau-Ges. m. b. H., Berlin; Zementbaugesch. Alban Vetterlein & Co., Leipzig; Erste Cottbuser Cementwaren- und Masch.-Fabrik Otto Schüssler, Ströbitz-Cottbus; Grether & Cie., Masch.-Fabrik, Freiburg i. Br.; Hydro-Sandsteinwerk Schulze & Co., Leipzig; Kunststeinwerk Paul Richter in Chemnitz; C. Lucke, Maschinen-Fabrik, Eilenburg bei Leipzig; Max Gotth. Richter, Kammerling & Co., Leipzig-Kleinzschocher; Walter Thiede, Beton- und Eisenbetonbau, Zwickau; Schächtermann & Kremer, Masch.-Fabrik, Dortmund; Vereinigte Harzer Portland-Zement- und Kalk-Industrie-A.-G., Elbingerode i. H.

(NB. Außer Wettbewerb hatten ausgestellt: A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin; Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden; Kgl. Mat.-Prüfungsamt Gr.-Lichterfelde; Zentrale zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie, Charlottenburg; Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten, Kalkberge, Mark; Wayss & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. H.) —

## Literatur.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 23. Untersuchungen über die Längen-Änderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel. Ausgef. 1912 im kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde. Bericht erst. von Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff, Dir. i. kgl. Mat.-Prüf.-Amt, unter Mitwirkung von Dr.-Ing. H. Sieglerschmidt, Assistent d. Abt. f. Materialprüfung. Berlin 1913. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 5,60 M. —

Die in diesem Heft der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses“ mitgeteilten Versuchs-Ergebnisse sind gewonnen worden bei umfangreichen Untersuchungen, die für das kgl. Bauamt II des Masurischen Kanals zu Insterburg zwecks Erprobung und Auswahl des zu

Eisenbetonschleusen zu verwendenden Materiales ausgeführt worden sind. Die Untersuchungen erstreckten sich auf Messung der Längen-Änderung beim Erhärten des Betons und zwar an der Luft und im Wasser, bei Veränderung des Feuchtigkeits-Gehaltes des Betons, und zwar beim Tränken trockener Proben und beim Trocknen nasser Proben, und schließlich bei Veränderung der Außen-Temperatur bei an der Luft erhärteten Proben und unter Wasser erhärteten Proben. Die Messungen wurden an 70 cm langen Prismen von 20 : 20 cm Querschnitt angestellt mit einem zylindrischen Hohlraum in der Achse, in welchen ein Messingrohr frei beweglich, aber mit dem einen Ende im Beton fest verankert eingesetzt ist. Aus dem veränderten Abstand des Kopfes dieses Rohres von in der Stirn des Prismas eingelassenen Stiften lassen sich die Längen-Änderungen des Prismas berechnen, wenn die Wärmeausdehnungszahl des Rohres und der Stifte vorher ermittelt ist. Die Prismen waren aus 1 Rt. Zement zu 3 Rt. Kiessand erdfeucht in hölzerne Formen gestampft.

Die Versuche ließen erkennen, daß zunächst die Befreiung der Probekörper von der Form 24 Stunden nach der Einstampfung keine nennenswerte Änderung der Länge zur Folge hatte, sie zeigten ferner das bekannte Bild der Ausdehnung beim Erhärten unter Wasser, des Schwindens beim Erhärten an der Luft. Die Ausdehnung war anfangs bei gleichem Alter größer als die Schwindung, bei 196 Tagen erreichten aber beide etwa dasselbe Maß. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß das Schwinden an der Luft beeinflusst wird durch Temperatur, Luftfeuchtigkeit usw. Dieselben Bewegungs-Erscheinungen zeigt aber auch der erhärtete Beton, je nachdem er vom Wasser an die Luft oder umgekehrt aus der Luft ins Wasser gebracht wird. Die Ausdehnung des an der Luft erhärteten und dann ins Wasser gebrachten Betons ging bis über die ursprüngliche Länge nach dem Entformen hinaus, erreichte aber die Länge der unter Wasser erhärteten Probe erst nach langer Zeit (180 Tage) und nur bei den Proben, die nur kurze Zeit (3 Tage) an der Luft erhärtet hatten. Je länger die Erhärtung an der Luft gedauert hatte, je älter also der Beton war, um so mehr blieb die erreichte Länge hinter derjenigen der ganz unter Wasser erhärteten Prismen zurück. Umgekehrt zeigte der im Wasser erhärtete Beton Schwindungs-Erscheinungen an der Luft, aber erst nach mehreren Tagen, die bei gleicher Dauer der Austrocknung um so größer waren, je länger die Erhärtungsdauer im Wasser gewesen war. Die Länge der Proben ging schließlich unter diejenige beim Entformen herab, aber nicht bis auf die Länge der nur an der Luft erhärteten Proben.

Was die Längen-Änderung bei Erwärmung oder Abkühlung betrifft, so zeigte sich, daß die Ausdehnungszahl in beiden Fällen sich für den älteren Beton größer ergab. (Dabei war allerdings der Nebeneinfluß des Feuchtigkeits-Gehaltes des Betons usw. schwer auszuschließen.) Für den untersuchten Beton ergab sich, sowohl für den an der Luft, wie den unter Wasser erhärteten Beton, eine Ausdehnungszahl von 0,00010 (das entspricht also den Zahlen, wie sie auch von anderen Forschern gefunden sind, wobei zu berücksichtigen ist, daß Magerung und Zuschläge auch von Einfluß sind. Die Ausdehnungszahl von Flußeisen beträgt bekanntlich 0,000118).

Schließlich zeigten die Versuche noch, daß durch Erwärmen und Gefrieren der Verlauf des Schwindens des Betons beim Erhärten an der Luft und des Quellens unter Wasser erheblich beeinflusst wird und zwar teils im fördernden, teils im verhindernden Sinne. —

Protokoll der Verhandlungen des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V.“ vom 10. - 12. Februar 1913. Cementverlag G. m. b. H. Berlin 1913.

Das vor einiger Zeit erschienene diesjährige Protokoll der Verhandlungen des Vereins übertrifft seine Vorgänger erheblich an Umfang mit über 500 Seiten Text und außerdem durch reiche Illustrierung. Das ist die Folge von der gegen früher erheblichen Ausdehnung der Vorträge, unter denen dieses Mal die den Betrieb von Zement-Fabriken betreffenden zurück treten. Von verschiedenen Seiten ist die Frage der Konstitution des Portland-Zementes behandelt, die einer allgemein anerkannten Lösung noch immer nicht zugeführt ist. Auch wirtschaftliche Fragen (amerikanische Zement-Industrie) sind einbezogen und ausführlich wird über den VI. Internat. Material-Prüfungs-Kongreß in New York und die sich anschließenden Studienreisen in Amerika berichtet. —

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona-San Giuseppe. — Zweckmäßigkeit der Verwendung von Eisenbeton oder Eisen für monumentale Hochbau-Konstruktionen. — Der einfachste Weg zur wirtschaftlichen Dimensionierung der Eisenbetonplatte. (Schluß.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO 22.

### Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona—San Giuseppe.

Ausgeführt von der Gesellschaft Ferrobeton, italienische Abteilung der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H.

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen Seite 172 und 173



or der Endstation San Giuseppe wird die Eisenbahnlinie Savona—Turin durch die Hängebahn gekreuzt und es mußte hier der Bahneinschnitt, wie Abb. 11 und 12, S. 170, zeigen, zum Schutze gegen herabfallende Kohle oder Hängebahn-Wagen durch einen Schutzsteg überdeckt werden. Dieser hat 8,85 m Breite und 25,25 m

Länge erhalten und ist rahmenartig mit zwei Mittelstützen in 12 m Abstand ausgebildet. Wie der Querschnitt, Abbildung 12, zeigt, sind die Zwischenstützen mit Spiralarmierung versehen. Der Berechnung des Steges ist eine gleichmäßige Belastung von 300 kg/qm zugrunde gelegt.

Die Endstation in San Giuseppe besteht, wie die Abb. 13—15, S. 172 u. 173, zur Darstellung bringen, aus

einem hohen Gerüstbau, der die End-Seilscheiben der Seilbahn trägt und an den sich ein mehrgeschossiges Verwaltungsgebäude anschließt. Von hier aus führt eine Galerie-Verbindung zu einem Silo von 4800 t Gesamtfassungskraft. An diesen schließt sich die schon erwähnte, zur Beschickung der Kohlen-Lagerplätze dienende, 0,9 km lange Hochbahn nach beiden Seiten an (Abbildung 13). In dem Verwaltungs-Gebäude, dessen Mauern aus Beton-Hohl-Blöcken hergestellt sind, haben im Erdgeschoß Reparatur-Werkstätten für die Transport-Wagen, darüber in den beiden nächsten Geschossen Büros für den Stations-, Speditions- und allgemeinen Verwaltungsdienst Platz gefunden. Im dritten Geschoß findet die Ueberführung der Wagen der Seilschwebbahn nach den Silos bzw. der Hochbahn statt. Die Fußböden sind im Untergeschoß mit 350, in den folgenden Geschossen mit 250 kg/qm Last berechnet.

Der Silo liegt im Mittelpunkt der Kohlen-Lager-

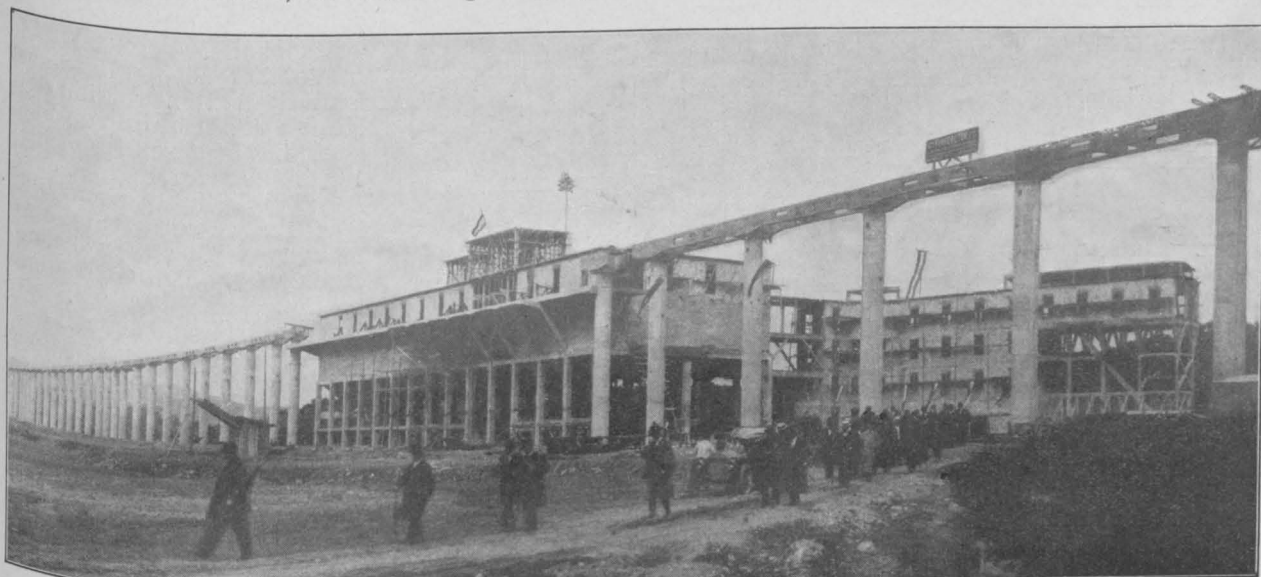
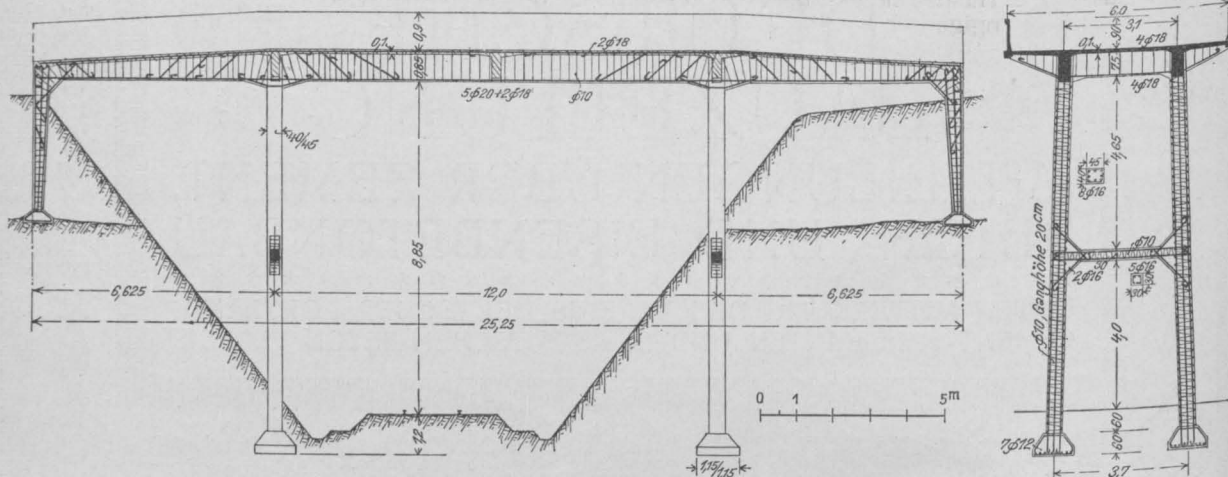


Abbildung 13. Endstation in San Giuseppe. (Silo mit anschließendem Verwaltungsgebäude, Hochbahn.)

ralarmierung und sind, da der gute Baugrund, bestehend aus trockenem, tonhaltigem Boden, hoch liegt, einfach auf armierte Platten gegründet. Die Querwände der Silos sind als Haupttragwände mit 15 cm gleichbleibender Stärke ausgebildet, während sich die dazwischen gespannten Längswände von unten



Abbildungen 11 und 12. Schutzsteg für die Schwebebahn über der Eisenbahn Savona—Turin.

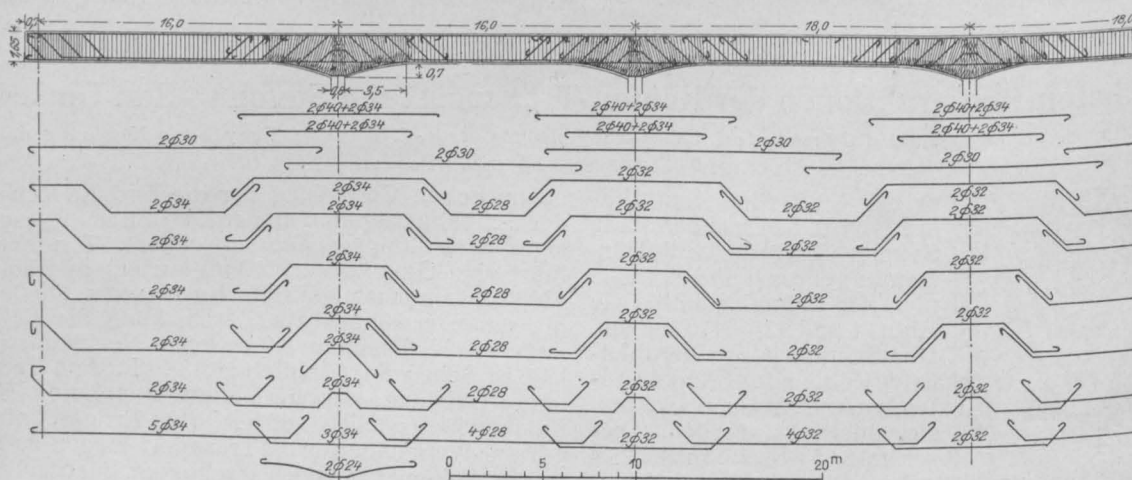


Abbildung 24. Ausbildung und Bewehrung der Hauptträger der Eisenbahnbrücke über die Bormida.

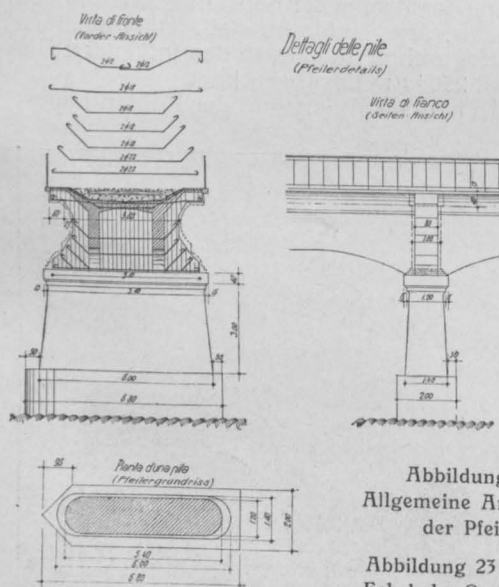
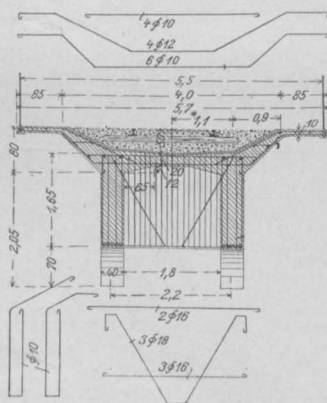


Abbildung 22.  
Allgemeine Anordnung  
der Pfeiler.

Abbildung 23 (rechts).  
Fahrbahn-Querschnitt.



nach oben von 12 auf 8 cm verjüngen. Der Silo ist überdacht: die Dachkonstruktion hat die an ihr aufgehängten Hängewagen zu tragen, mit denen jede Zelle mit Kohlen beschickt werden kann.

Von besonderem Interesse ist auch die Konstruktion der Hänge-Hochbahn vom Silo zu den Lagerplätzen. Abb. 13, S. 169, gibt davon ein Bild nach der Ausrüstung, aus dem auch die Beziehungen zu der Silo-Anlage zu ersehen sind, während Abb. 21, S. 172, die Konstruktion im Einzelnen wiedergibt. Die Hochbahn besteht danach aus

normal in 12 m Entfernung angeordneten Eisenbeton-Hohlpfählern von kreisrundem Querschnitt und 15 m Höhe, die in verschiedener Tiefe unmittelbar auf den guten Baugrund mit ihrem plattenartig verbreiterten Fuß gegründet sind. Sie sind durch zwei in 2 m Achs-Abstand liegende, durchlaufende Eisenbeton-Längsträger verbunden, die im Mittelteil Aussparungen zeigen. Ueber diese Träger sind in je 4 m Abstand Querschwellen, bestehend aus je zwei C-Eisen, gestreckt, an deren Kopf-Enden in 5 m Abstand von einander die Schienen der beiden Hängebahn-Gleise befestigt sind. Der Berechnung dieser Konstruktion ist ein Wagenzug von



Einzelwagen mit 1,5<sup>t</sup> Gewicht und 1,7<sup>m</sup> Abstand, und zwar für die beiden Fälle symmetrischer Belastung auf beiden Gleisen oder einer einseitigen Belastung nur eines Gleises zugrunde gelegt. Außerdem ist ein Winddruck von 200 kg/qm berücksichtigt. Um den ungünstigen Einfluß der Temperatur auszuschalten, ist die Konstruktion durch Ausdehnungs-Fugen in sieben, von einander unabhängige, Abschnitte geteilt. Die Endfelder dieser Abschnitte haben nur 8<sup>m</sup> Stützweite, um möglichst gleichmäßige Biegemomente in allen Feldern zu erhalten.

Die Ausbildung der im äußeren Durchmesser 1,4<sup>m</sup> starken Säulen, ihre Bewehrung und diejenige der Träger geht aus Abb. 21, S. 172, klar hervor. Die Säulen sind mit Längseisen und nahe an der Oberfläche angeordneten Spiralen bewehrt. Spiral-Armierung ist auch für die stärker auf Druck beanspruchten Teile der Träger gewählt.

Von der Hochbahn wird die Kohle zwei fahrbaren Brücken-Kranen zugeführt, die jeden Punkt des Lagerplatzes bestreichen können. Jeder dieser Brücken-Krane wiegt etwa 300<sup>t</sup>, wovon 230<sup>t</sup> auf die Konstruktion, 70<sup>t</sup> auf die maschinelle Einrichtung entfallen. Die Brücken-Krane haben 75<sup>m</sup> Spannweite und liegen mit Unterkante Brücke 15<sup>m</sup> über Erdboden. Sie stützen sich längs der Hochbahn auf vierachsige, längs des Flusses Bormida auf zweiachsige Laufwagen.

Das letzte zu beschreibende Bauwerk ist die Eisenbahnbrücke über den Bormida-Fluß im Zuge des Verbindungs Gleises zwischen Bahnhof und Kohlen Lagerplatz. Die Brücke, deren Bild die in der No. 21 schon vorausgeschickte Abbildung 10 zeigt, liegt in einer Krümmung von 300 bzw. 210<sup>m</sup> Halbmesser. Sie hat 134<sup>m</sup> Länge, die in acht Abschnitte zerlegt sind, von denen vier je 18, drei je 16 und einer nur 14<sup>m</sup> Spannweite haben. Die Breite der Brücke ist 5,7<sup>m</sup> zwischen den Brüstungen, davon entfallen 4<sup>m</sup> auf den Bahnkörper, je 0,85<sup>m</sup> auf die beiderseitigen Fußstege. Da die Hauptträger in 2,2<sup>m</sup> Ab-

stand liegen, entfällt noch ein Teil des Bahnkörpers auf die kräftigen Konsolen, welche auch die Fußwege tragen. Vergleichend hierzu die allgemeine Anordnung, Abbildung 22, und den Querschnitt der Fahrbahn-Konstruktion, Abb. 23, S. 170, aus denen auch die Bewehrung der betr. Teile ersichtlich ist.

Die Konstruktion ist auf eine Verkehrslast von 6500 kg auf 1<sup>m</sup> Gleislänge, vermehrt um 25 % mit Rücksicht auf Stöße, ferner 400 kg/qm für die Konsolen berechnet. Das Eigengewicht des Bahnkörpers ist mit 900 kg/qm angenommen. Die beiden Hauptträger, deren Bewehrung aus Abb. 24, S. 170, hervorgeht, haben 1,45<sup>m</sup> Höhe bei 40<sup>cm</sup> Breite und gehen mit kräftigen Vouten, die gleichzeitig eine gefällige Linienführung ergeben, in die Pfeiler über. Das Eisen wird entsprechend der italienischen Vorschrift nicht höher als mit 1000 kg/qcm beansprucht. In den Vouten, wo die Druckspannung des Betons den Höchstwert von 57 kg/qcm erreicht, ist Spiral-Armierung vorgesehen. Bügel von 10<sup>mm</sup> Durchmesser sind in 10<sup>cm</sup> Abstand zur Aufnahme der Scherspannungen eingelegt.

Die Hauptträger sind in jedem Feld durch zwei Querträger verbunden. Sie übertragen auf die Pfeiler durch Eisenbeton-Auflagerquader eine Pressung von 8,8 kg/qcm, während die Pfeiler auf den felsigen Untergrund, auf den sie unmittelbar aufsetzen, Pressungen von höchstens 4,1 kg/qcm abgeben.

Die Brückentafel hat über dem Bahnkörper eine wasserdichte Abdeckung erhalten, während die Fußwege mit Zement-Estrich abgedeckt sind. Die Brüstungen wurden in Eisen erstellt.

Bei der Abnahme zeigten die Träger der größten Spannung von 18<sup>m</sup> bei der ungünstigsten Belastung nicht mehr als 3<sup>mm</sup> Durchbiegung.

Der Entwurf, der durch die Ferrobeton-Gesellschaft mit dem Hauptsitz in Rom ausgeführten Arbeiten, lag in den Händen der Ingenieure Carisimo und Crotti. Letzterer hat auch die Ausführung überwacht. —

## Freitragende Eisenbeton-Treppe auf der Ausstellung in Köslin 1912.

Von Architekt Oskar Muiy, Bürochef der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt. Hierzu die Abbildungen S. 175.

Auf der Gewerbe-, Industrie- und Landwirtschafts-Ausstellung in Köslin i. P. 1912 war die moderne Bauweise des Eisenbetons in hervorragender Weise vertreten durch ein kühnes und eigenartiges Bauwerk: eine freitragende Eisenbeton-Treppe, deren Gesamtanordnung Abbildung 1 wiedergibt. Diese Treppe ist durch mannigfaltige Veröffentlichungen zwar schon bekannt geworden, es wird aber doch von Interesse sein, hier über die Konstruktion Genaueres mitzuteilen. Die Treppe wurde nach einem Ideen-Entwurf des Hrn. Prof. Kohnke-Danzig von der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Hdt. konstruiert und berechnet und durch deren Zweigbüro in Danzig ausgeführt. Die Ausführung erfolgte für den Pommer'schen Industrie-Verein a. Akt. (Pommersche Portlandzementfabrik Quistorp) in Stettin mit Quistorp-Zement, Marke „Anker“.

Die Treppe besteht in einer mehrfach gebrochenen Kragkonstruktion, wie die Abbildungen 1 und 2 veranschaulichen. Zwei Treppenläufe, je 1,5<sup>m</sup> breit, ragen mit einem Zwischenabstand von 2<sup>m</sup> unvermittelt aus dem Erdboden hervor und sind mit je 15 Stufen von 20/25 cm Abmessung bis zu 3<sup>m</sup> Höhe geführt, wo eine gemeinsame Podestplatte von 2<sup>m</sup> Breite und ein bogenförmiger Querträger beide vereinigen. Ein weiterer Treppenlauf von 2<sup>m</sup> Breite, welcher sich auf den Querträger stützt, führt von der Podest-

platte mit 20 Stufen gleicher Abmessung bis zur Höhe von 7<sup>m</sup> über Gelände empor. In dieser Höhe kragt ein zweites Podest von 2/2<sup>m</sup> Grundfläche aus, über dem sich ein offener quadratischer Pavillon erhebt. Letzterer ist mit

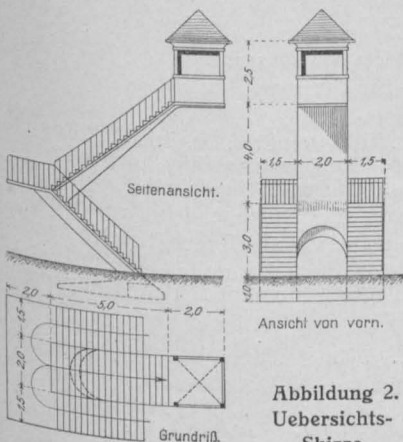


Abbildung 2. Uebersichtsskizze.



Abbildung 1. Gesamt-Ansicht der Treppe.

seinen vier Ecksäulen, Brüstungswänden und Zelt Dach gleichfalls in Eisenbeton ausgeführt.

Die gesamte Höhe des Bauwerkes vom Gelände bis zur Spitze des Zeltdaches beträgt 10,75 m, die Auskragung der unteren Läufe samt Podest 5,75 m, die des oberen Laufes samt Pavillon 7 m. Die beiden unteren Treppenläufe sind in 1 m Tiefe unter Gelände zurückgeknickt und als Fundamentplatten von je 4,4/1,5 m Fläche ausgebildet. Ihr vorderer Verbindungsbalken hat lediglich den Zweck gegenseitiger Versteifung und ist für die Standfestigkeit des Bauwerkes ohne Einfluß.

Die Kühnheit der ganzen Konstruktion besteht neben

Podest für die Beanspruchungen und die Standfestigkeit der Treppe nicht so sehr in Betracht kamen, als das bedeutende Eigengewicht der massiven Läufe. Vergl. hierzu die graphische Untersuchung auf Standfestigkeit für Eigenlast, Verkehrslast und Winddruck (Abb. 3, S. 175).

a. Oberer Treppenlauf (vergl. Abbild. 4, die Einzelheiten und Eiseneinlagen darstellend). Dieser bildet einen Kragträger, wobei die Platte auf Biegung mit Achsialdruck beansprucht ist. Die Berechnung wurde auf eine Breite von 1 m durchgeführt. Zur Verminderung des Eigengewichtes und Erzielung eines möglichst schlanken Aussehens ist die Platte symmetrisch armiert, sodaß  $f_e = f'_e$  wird. Im

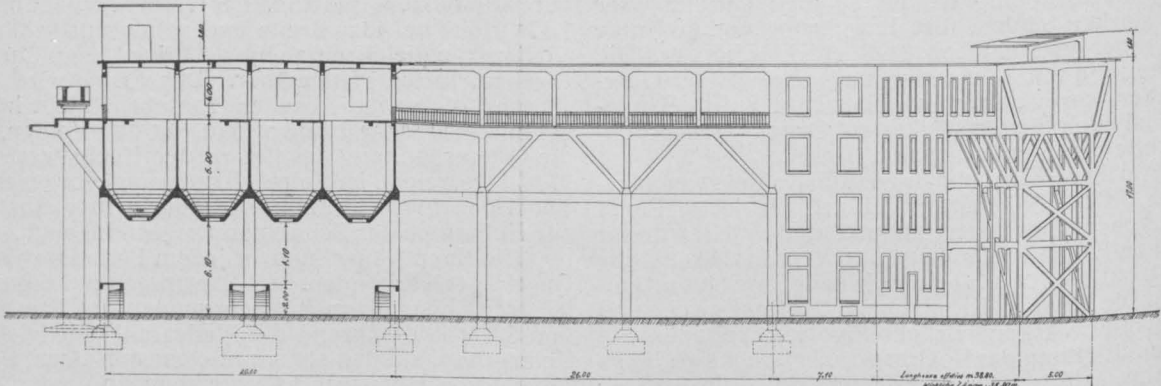


Abbildung 14. Querschnitt durch den Silo, Ansicht von Verbindungsgang und Endstation Giuseppe.

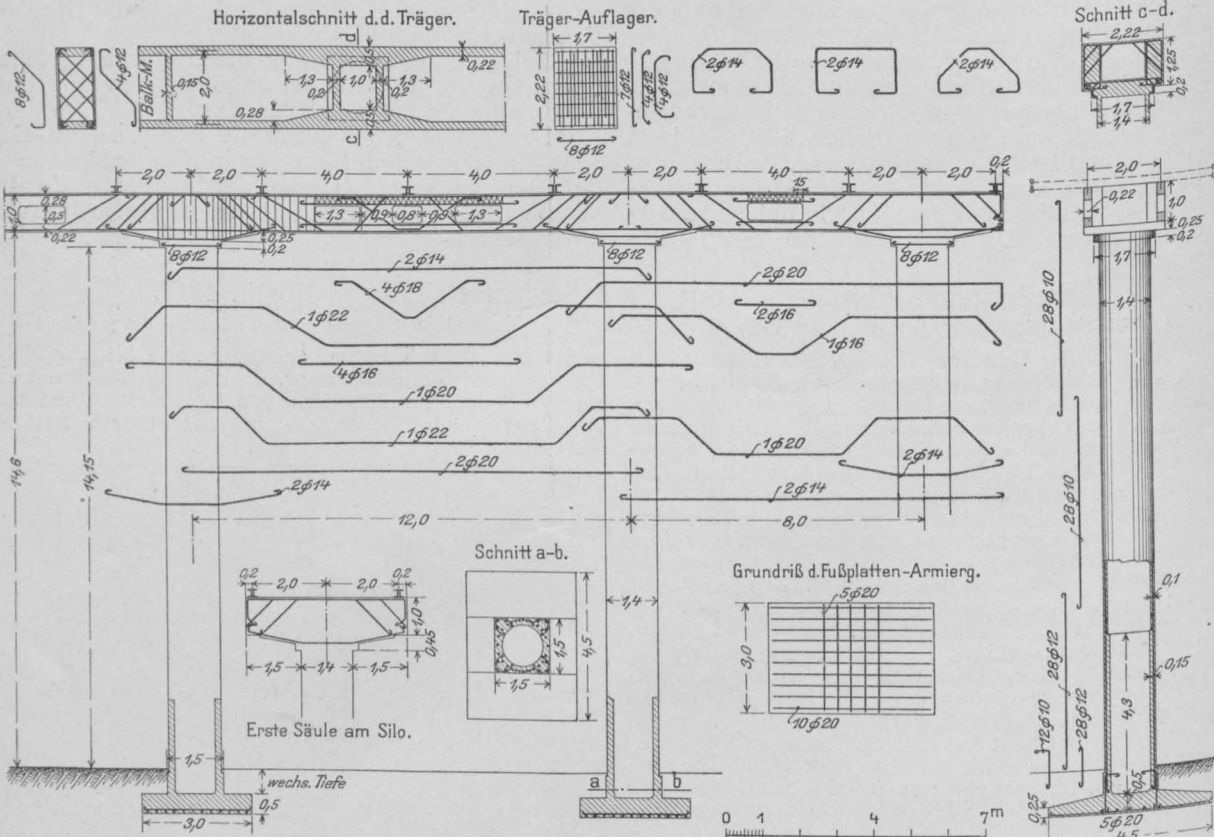


Abbildung 21. Ausbildung der Hochbahn auf dem Kestenberger-Platz San Giuseppe.  
Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona—San Giuseppe.

den außerordentlichen Verhältnissen des Krag-systems vor allem in der Einspannung des oberen Laufes in den bogenförmigen Querträger der beiden unteren Läufe, mit der Möglichkeit eines freien Durchganges zwischen letzteren. Der Querträger wurde dabei auf Torsion und Abscherung beansprucht und wurde hierfür besonders berechnet.

Die Treppenläufe sind als vollwandige, doppelt armierte Eisenbetonplatten ausgebildet. Die Trittstufen sind zwecks Erzielung größerer Leichtigkeit in Schlackenbeton besonders aufbetoniert. Die Berechnung erfolgte für Menschenge dränge von 500 kg/qm in den ungünstigsten Stellungen. Es zeigte sich hierbei, daß die Verkehrslast, sowie der scheinbar so gewichtige Pavillon auf dem oberen

„Eisenbetonbau“, IV. Aufl., von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, gibt letzterer für diesen Fall zweckmäßige und sehr einfache Dimensionierungsformeln für  $d$  und  $f_e = f'_e$ . Für einen Querschnitt von der Dicke  $d$ , der Armierung  $f_e$  und  $f'_e$  im Abstand  $e$  und  $e'$  von der Achse, dem Abstand  $x$  der Neutral-Achse von der Oberkante, einer Achsialkraft  $N$  und einem Biegemoment  $M$  gelten allgemein folgende Beziehungen:

$$N = \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x + f'_e \cdot \sigma'_e \cdot e' - f_e \cdot \sigma_e \cdot e \dots \dots \dots (1)$$

$$M = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot x}{2} \left( \frac{d}{2} - \frac{x}{3} \right) + f'_e \cdot \sigma'_e \cdot e' \cdot e + f_e \cdot \sigma_e \cdot e \cdot e \dots \dots \dots (2)$$



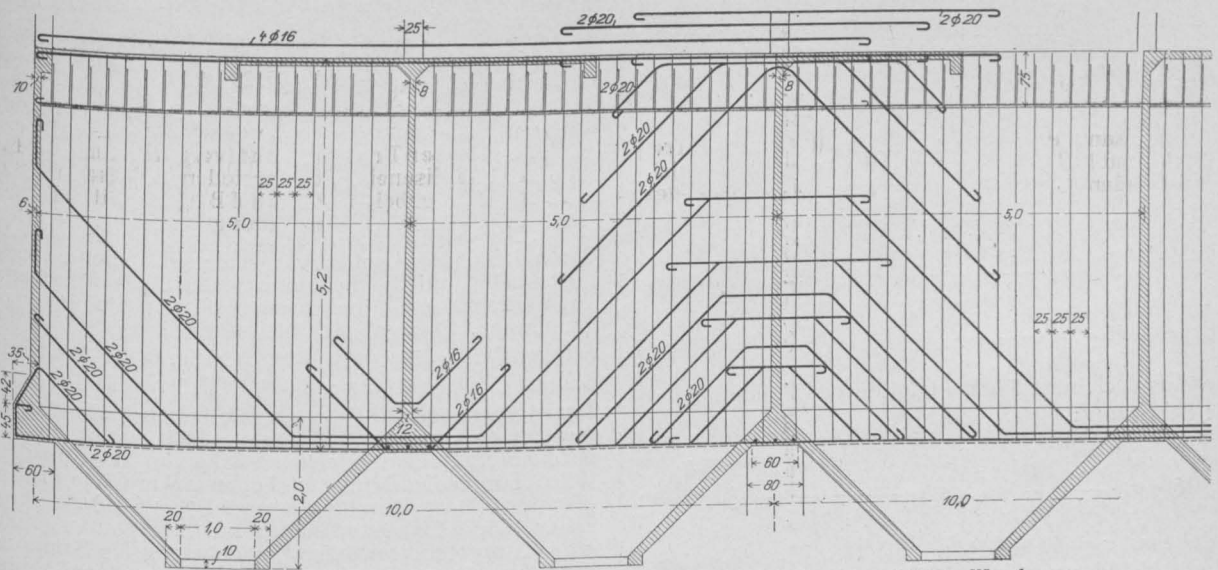


Abbildung 16. Querschnitt durch die Silozelle. Als Quer-Träger ausgebildete Wand.

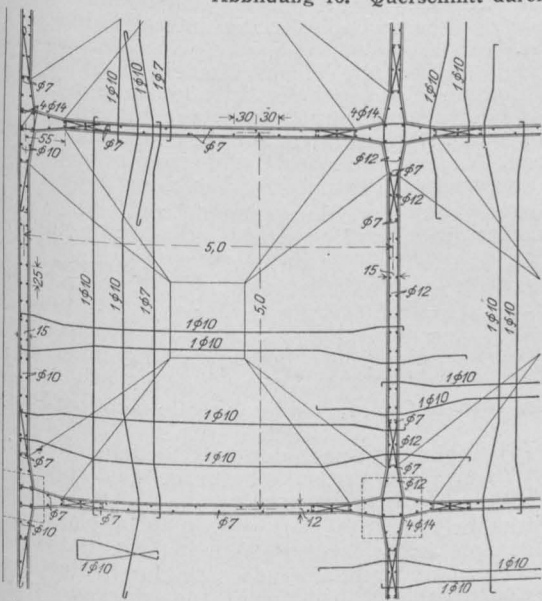


Abb. 17. Horizontalschnitt durch Zelle. Wandarmierung.

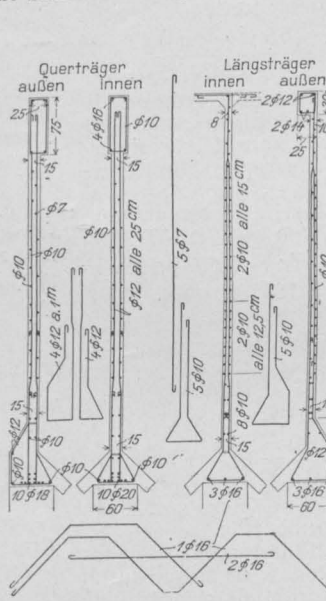


Abbildung 18. Wandarmierung.

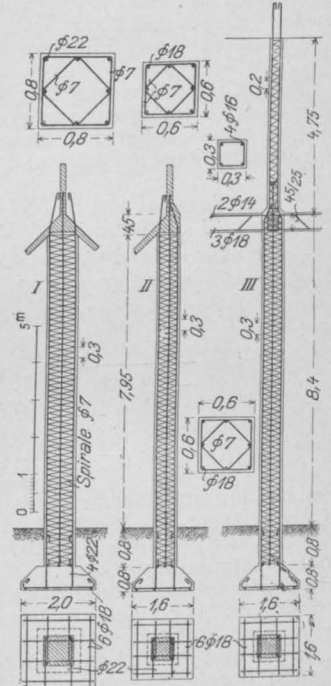


Abbildung 20. Armierung der Säulen.

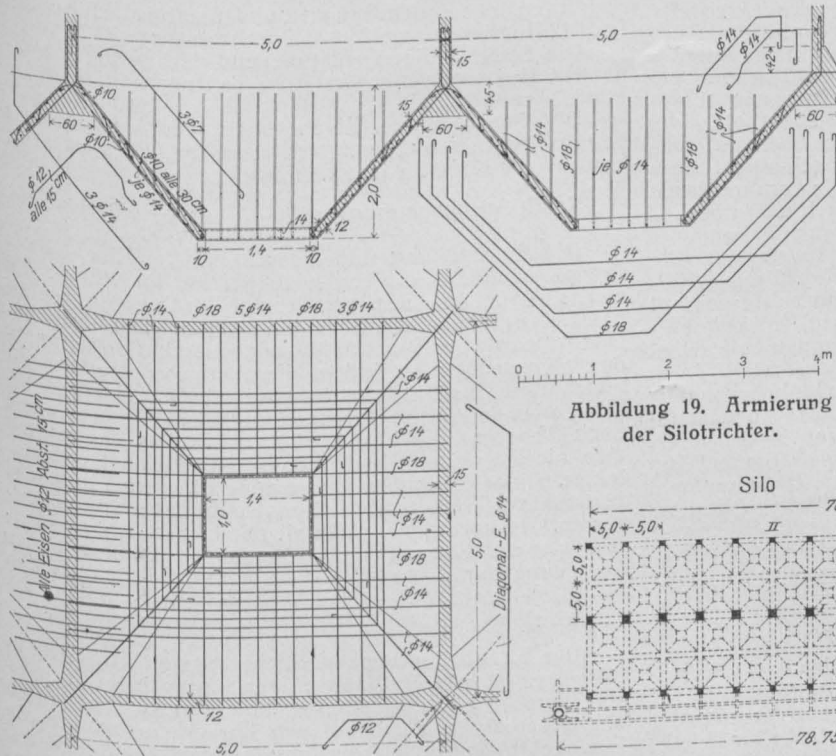
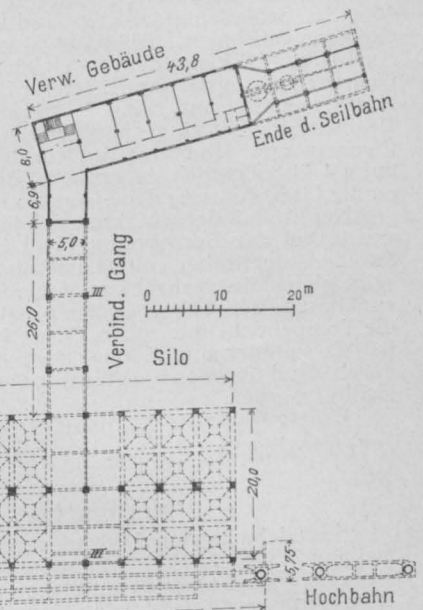


Abbildung 19. Armierung der Silotrichter.

Abbildung 15. Grundriß.



$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{e + \frac{d}{2} - x}{x} \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{e' - \frac{d}{2} + x}{x} \dots \dots \dots (4)$$

da  $f_e = f_e'$ : wird

$$N = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} + f_e \cdot (\sigma_e' - \sigma_e) \dots \dots \dots (5)$$

$$M = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left( \frac{d}{2} - \frac{x}{3} \right) + e \cdot f_e \cdot (\sigma_e' + \sigma_e) \dots \dots (6)$$

Aus Gleichung 5 und 6 folgt durch Elimination von  $f_e$  die Beziehung:

$$M = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left( \frac{d}{2} - \frac{x}{3} \right) + e \cdot \frac{N - \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2}}{\sigma_e' - \sigma_e} \cdot (\sigma_e' + \sigma_e),$$

welche mit  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ ;  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ ;  $e = 0,42 \cdot d$ , und  $x = 0,345 d$  übergeht in:  $10,5091 \cdot b \cdot d^2 - 1,1381 \cdot N \cdot d = M$   
 $M$  bezieht sich auf die Mitte des Querschnittes.

Aus Gleichung 5 folgt:  $f_e = f_e' = \frac{6,9 \cdot b \cdot d \cdot N}{539,20}$ .

Durch Bestimmung der Momente und Normalkräfte für einen beliebigen Querschnitt und Einsetzen dieser Werte in obige Formeln lassen sich unmittelbar die erforderliche Plattenstärke und die Eisenquerschnitte errechnen.

Zum Beispiel ergibt die graphische Untersuchung, Abbildung 3, für Schnitt IV:  $R_{IV}$  Eigengewicht = 9730 kg,  $R_{IV}$  Verkehr = 3000 kg,  $N = Ng + Nv = 6050 + 1850 = 7900 \text{ kg}$ ,  $M = 9730 \cdot 301 + 3000 \cdot 303 = 3\,839\,000 \text{ cmkg}$ .

Es ist:  $10,5091 \cdot 100 \cdot d^2 - 1,1381 \cdot 7900 \cdot d = 3\,839\,000$

$$d = \frac{89,50}{2 \cdot 10,509} + \sqrt{\frac{38\,390}{10,509} + \frac{89,50^2}{2^2 + 20,5091^2}}$$

$$d = 4,25 + 60,75 = 65 \text{ cm};$$

$$f_e = f_e' = \frac{6,90 \cdot 100 \cdot 65 - 7900}{539,20} = 69 \text{ qcm}$$

vorhanden sind oben und unten je 12 Rundeisen von 28 mm Durchmesser = 73,89 qcm für 1 m Laufbreite.

Diese Eiseneinlage genügt auch für den tiefer liegenden Einspannungsquerschnitt am Podest, da dieser durch die innere Ausrundung stärker wurde, als erforderlich. Sämtliche 2 · 12 Stück Rundeisen sind zur guten Verankerung und statischen Mitwirkung durch seitliche Abbiegung in die unteren Läufe geführt — je 4 Stück auf 1 m Breite gehen durch den oberen Lauf bis zur Vorderkante der oberen Podestplatte, während die übrigen Eisen entsprechend den geringer werdenden Momenten früher endigen. Alle 40 cm sind wagrechte Verteilungseisen von 10 mm Durchmesser angeordnet, während alle 20 cm lotrechte, doppelte Schleifenbügel Zug- und Druckeisen gut miteinander verbinden. Abbildung 4 veranschaulicht diese Ausbildung im Einzelnen, desgleichen die vom mittleren Querverbindungsträger. Letzterer ist nach unten bogenförmig gestaltet und seine Armierung entsprechend der Drehwirkung des eingespannten Laufes angeordnet. Die Eiseneinlagen sind im Grundriß und Aufriß der Abbildung 4 übersichtlich dargestellt. Besonders interessant ist die Linienführung der Eisen am Podest-Knickpunkt.

Der Einfluß der Windkraft auf die Treppenläufe selbst wurde bei der Berechnung nicht berücksichtigt, da in Parallele damit bei voll belasteten Straßenbrücken derselbe gleichfalls vernachlässigt werden darf. Auch ist anzunehmen, daß bei einer Windstärke von 30—40 m/Sek. die Treppe nicht mit vollem Menschengedrange belastet ist. Es soll hier zum Vergleich jedoch das Zusatzmoment durch Wind für oben angeführten Querschnitt IV berücksichtigt werden.

Es ist:  $W = 6 \cdot 1 \cdot 0,125 = 0,75 \text{ t}$ ,  $N_w = 0,580 \text{ t}$  (Achszug) (graphisch):  $M_w = 6,0 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 0,125 = 2,25 \text{ mt}$ ,

### Vermischtes.

Auszeichnungen auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. Zu unserer Mitteilung in No. 21 ist berichtigend unter den mit der silbernen Medaille der Ausstellung ausgezeichneten Firmen statt Walter Thiede, Beton- und Eisenbetonbau in Zwickau i. Sa. zu setzen: Walter Rüdte.

$$M_{\max} = 3\,839\,000 + 225\,000 = 4\,064\,000 \text{ cmkg},$$

$$N_{\max} = 7900 - 580 = 7320 \text{ kg}.$$

Es ergibt sich hieraus:  $d = 66,17 \text{ cm}$ ;  $d$  vorhanden = 65 cm,  $f_e = f_e' = 71 \text{ qcm}$ ;  $f_e = f_e'$  vorhanden = 73,89 qcm.

Der Einfluß des Windes auf die vollbelastete Treppe ist demnach sehr gering und findet durch die Mehrarmierung allein schon volle Berücksichtigung.

b. Untere Treppenläufe (vergl. Abbildung 5). Die durch den oberen Lauf hervorgerufenen Momente werden gleichmäßig auf die beiden unteren Läufe übertragen. Die Verkehrslast ist in den ungünstigsten Stellungen angenommen. Es ergab sich hierbei für

Schnitt VI:  $d = 57,3 \text{ cm}$ ;  $f_e = f_e' = 59,5 \text{ qcm}$  für 1 m Breite,

Schnitt IX:  $d = 56,96 \text{ cm}$ ;  $f_e = f_e' = 48,8 \text{ qcm}$  für 1 m Breite.

Dazwischenliegende Querschnitte haben geringere Abmessungen ergeben. Es wurde jedoch aus praktischen Gründen für beide Läufe eine Stärke von 58 cm durchgeführt. Für die Armierung sind oben und unten je 10 Rundeisen von 28 mm Durchmesser auf 1 m = 61,58 qcm vorgesehen. Diese Eisen sind in die Fundamentplatten geführt, wo sie, wagrecht verlaufend, gleichzeitig die Armierung derselben bilden. Fundamentplatten und untere Treppenläufe bilden demnach eine Armierungsfolge, während die Bewehrung des oberen Laufes in die unteren Läufe verankert ist.

Während bei Schnitt VI das Moment nach rechts dreht, nimmt dasselbe gegen die Mitte der unteren Läufe hin ab bis auf Null und wirkt von da zunehmend linksdrehend bis zum Höchstwert in Schnitt IX mit den Zug-Eisen oben. Ein anschauliches Bild dieses Kräftespieles gibt die graphische Untersuchung, Abbildung 3.

c. Bodenpressung. Zur genauen Ermittlung derselben wurden graphisch 3 verschiedene Fälle untersucht, und zwar:

- 1) Eigengewicht + volle Verkehrslast + Wind von rechts,
- 2) " + rechtsseitige " + " " links,
- 3) " + linksseitige " + " " rechts.

Fall 3 ergab die größte Bodenpressung links mit  $\sigma_B = 1,24 \text{ kg/qcm}$ . Hierbei ist, wie eingangs schon erwähnt, die vordere Querverbindungsplatte nicht berücksichtigt.

Wie aus Abbildung 3 nach den verschiedenen Resultierenden für die Bodenpressung hervorgeht, ist ein Kippen der Treppe gänzlich ausgeschlossen.

d. Fundamentplatte. Diese erhielt ihre ungünstigste Beanspruchung durch Belastungsfall 3. Für den Einspannungsquerschnitt X ergab sich durch die auftretende Bodenreaktion, abzüglich Eigengewicht der Fundamentplatte und Ueberschüttung, als einfach armierte Platte:  $d = 60 \text{ cm}$ ;  $f_e = 62,70 \text{ qcm}$ .

Unten liegen auf die ganze Fundamentbreite für einen Lauf 12 Rundeisen von 28 mm Durchmesser = 73,70 qcm.

Die Eisen endigen entsprechend den geringer werdenden Momenten und sind zum Teil nach oben in die Platte verankert.

Die Querkraft aus Eigengewicht und Verkehrslast beträgt für den ungünstigsten Schnitt IX des unteren Laufes = 33 495 kg für jede Laufbreite.

$$\text{Somit Schubspannung } \tau_o = \frac{33\,495}{150 \cdot 78 \cdot 70} = 3,65 \text{ kg/qcm}.$$

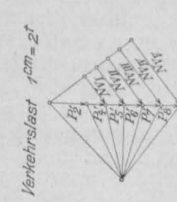
Die Ausschalung und Ausrüstung der Eisenbeton-Treppe erfolgte 4 Wochen nach der Fertigstellung. Es wurde hierbei eine Senkung der nur durch Eigengewicht belasteten Treppe um 3 mm beobachtet. Die Probebelastung wurde bereits nach fünfwöchentlicher Erhärtungsdauer vorgenommen, indem die obere Podestplatte mit Sandsäcken bis 500 kg/qm belastet wurde. Die Podestplatte wies dabei eine Durchbiegung von 3 mm auf, welche nach Abnahme der Last wieder zurückging. Es zeigten sich hierbei weder Risse noch sonstige Konstruktionsfehler. Diese Ergebnisse waren außerordentlich gute und legten für die Sicherheit der Konstruktion das beste Zeugnis ab. Hervorragenden Anteil hat hieran, neben sorgfältigster Ausführung und besonders peinlich-genaue Verlegung der Eisenstäbe, die vorzügliche Qualität des Quistorp-Zementes. —

Der Eisenbeton-Rechenschieber System Dr. Lewe in Bromberg (D. R. G. M. 163 154). Der Gebrauch des Rechenschiebers ist heute in allen technischen Berufszweigen ein allgemeiner. Auch bei den Berechnungen, die die Eisenbeton-Bauweise erfordert, ist eine Genauigkeit auf 2—3 Stellen in Anbetracht der unsicheren Berechnungs-Grundlagen und großen, von den amtlichen Vorschriften



Freitragende Eisen-  
beton-Treppe auf  
der Ausstellung in  
Köslin 1912.  
Ausführung von  
Wayss & Frey-  
tag A.-G. in Neu-  
stadt a. d. Haardt.

Abbildung 3.  
Graphostatische Untersuchung der Treppe  
auf Eigengewicht, Verkehrslast und Wind.



Volle Verkehrsbelastung  
 $f_{cm} = 4^t$

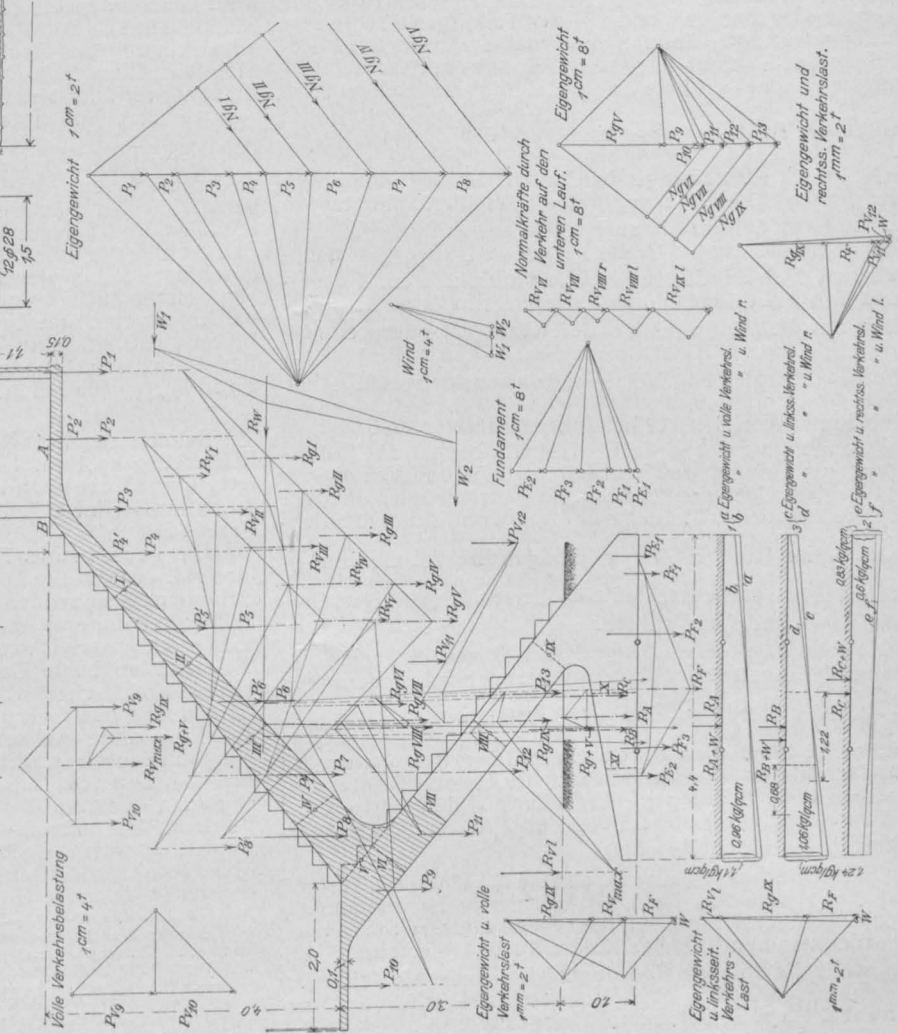


Abbildung 4.  
Ausbildung des oberen Treppenlaufes.  
Anordnung der Eiseneinlagen.

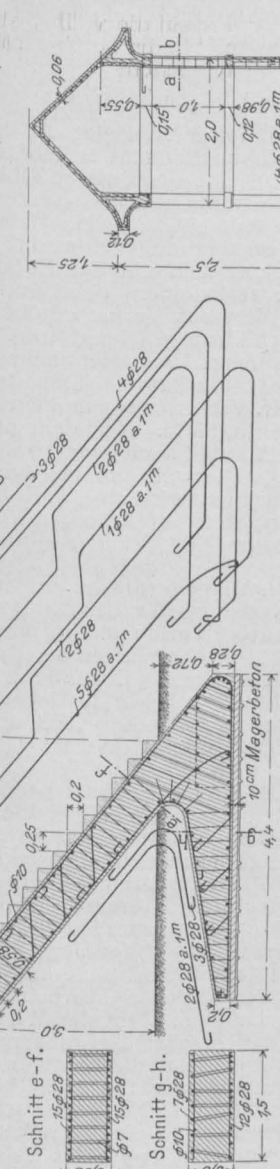
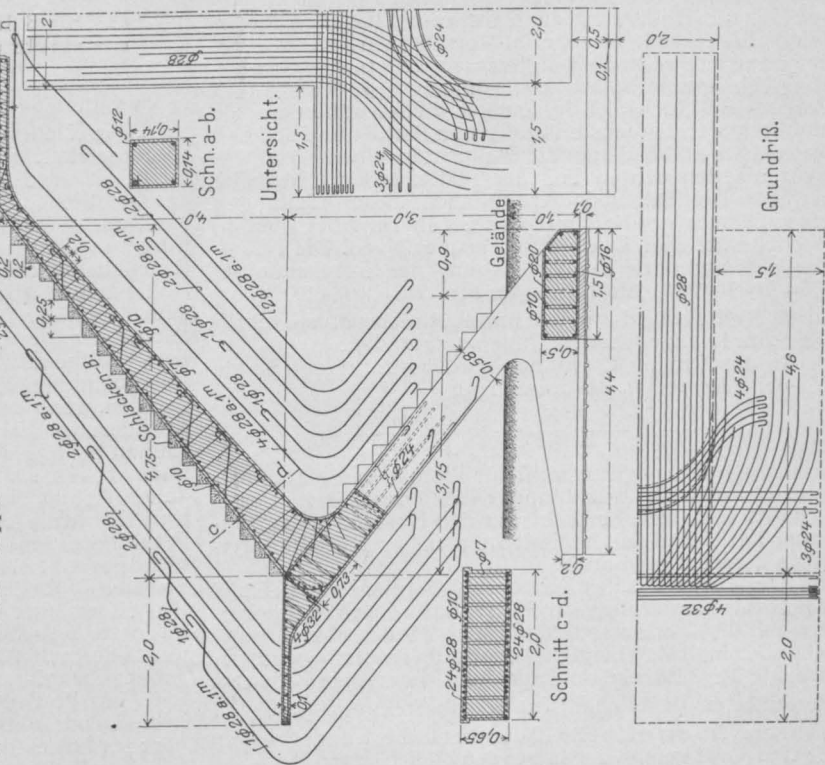


Abbildung 5. Unterlauf der Treppe.



geforderten Sicherheiten eine völlig ausreichende. Die Formeln enthalten überdies eine solche Fülle von Quadratwurzeln und höheren oder gebrochenen Potenzen, daß bei Handrechnung oder Gebrauch der Logarithmentafel sicherlich die dreifache Zeit gebraucht würde.

Der neue Eisenbeton-Rechenschieber enthält zunächst alle Teilungen des gewöhnlichen Schiebers, sodaß alle mit dem gewöhnlichen Schieber ausführbaren Rechenoperationen auch mit ihm vorgenommen werden können. Außerdem enthält der Eisenbeton-Rechenschieber jedoch

noch 5 ausschließlich auf die Berechnung von Eisenbeton- Tragteilen zugeschnittene Teilungen sowie eine kurze auf die am meisten vorkommenden Berechnungen der Platte, des Balkens und Plattenbalkens mit einseitiger Eiseneinlage bezug nehmende, auf der Rückseite aufgeklebte Gebrauchs-Anweisung. Die neuen 5 Teilungen eignen sich zur Abkürzung der Berechnung für alle Fälle, in denen die preuß. Ministerial-Vorschriften, welche die Betonzugteile vernachlässigt wissen wollen, zur Anwendung gelangen müssen. Die Teilungen  $F$ ,  $G$ ,  $K$  und  $L$  (auf Vorder- und Rückseite der Zunge) dienen außerdem zur unmittelbaren Dimensionierung von Platten und solchen Plattenbalken, bei denen die Plattenstärke nicht viel weniger als den dritten Teil der Plattenbalken-Steghöhe beträgt. Die Dimensionierung nach diesen Teilungen kann demnach mit ziemlicher Annäherung bei allen im Hochbau üblichen Deckensystemen erfolgen. Die Teilungen  $F$ ,  $G$  sind unter Zugrundelegung der Eisenspannung  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ , die Teilungen  $K$ ,  $L$  für  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$  durch Auftragung der in den preuß. Ministerial-Vorschriften Seite 12 angegebenen Zahlen entstanden.

In der Teilung  $C$  (auf der Vorderseite unten) ist die Formel  $b$  der preuß. Bestimmungen

$$\frac{x}{h-a} = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} = \frac{n \sigma_b / \sigma_e}{1 + n \sigma_b / \sigma_e}$$

aufgetragen. Sie gilt sowohl für Platten wie Plattenbalken, für einseitige wie doppelte Eisenarmierung. Sämtliche verschiedene Formeln für den Abstand  $x$  der neutralen Faser sind durch Elimination aus Formel 6 und weiteren Formeln gewonnen.

Der Gebrauch des Rechenschiebers sei am Beispiel der Dimensionierung von Platte, Balken und Plattenbalken mit  $d > x$  erläutert: Stellt man in der obersten gewöhnlichen feststehenden Teilung  $O_1$  das in  $\text{mkg}$  ausgedrückte Moment ein, so kann man unter dem Faden in der unteren (feststehenden) Schieberteilung  $U_1$  die  $\sqrt{M}$  ablesen. Da die auf Seite 12 der preuß. Best. angegebenen Zahlen  $s$ ,  $r$ ,  $t$  gemäß der folgenden Gleichungen

$$h-a = r \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad f_e = t \sqrt{\frac{M}{b}}$$

die Höhe und den benötigten Eisenquerschnitt bestimmen, so wird man, da  $r$  und  $t$  in den Teilungen  $F$ ,  $G$  (bzw.  $L$ ,  $K$ ) aufgetragen sind folgendermaßen verfahren: 1. Dividiere das Moment  $M$  ( $\text{mkg}$ ) durch  $b$  ( $\text{m}$ ) mittels der Teilungen  $O_1$  und  $O_2$  (obere Zungenteilung) und zwar so, daß

unter der Anfangs- oder End-Eins der Zunge  $\sqrt{\frac{M}{b}}$  er-

scheint. 2. Man bewege den Läufer, bis der Faden über der gewünschten Betonspannung  $\sigma_b$  steht. 3. Man lese in der unteren Teilung  $U_1$ , auch mit  $B$  bezeichnet, die Werte  $h-a$  und das auf  $1 \text{ m}$  Breite bezogene  $f_e$  ab.  $f_e$  ist nachträglich noch mit der Breite  $b$  zu multiplizieren. Es handelt sich bei dieser Dimensionierungsmethode also einfach um die Multiplikation der Werte  $\sqrt{M}$ , oder wenn die

Breite  $b$  nicht gleich  $1 \text{ m}$  ist,  $\sqrt{\frac{M}{b}}$  mit den aus den preußischen

Bestimmungen Seite 12 bekannten Zahlen  $r$  und  $t$ .

Gegenüber der einfachen Tabelle besitzt die Auftragung als Teilung des Rechenschiebers den Vorteil der unvergleichlich leichten Interpolierbarkeit sowie den der Schnelligkeit der Methode und größeren Uebersichtlichkeit. Man kann bei einer einzigen Einstellung von  $\frac{M}{b}$  sofort die zu den verschiedenen Werten  $\sigma_b$  gehörigen Größen  $h-a$  und  $f_e$  auswählen.

Beim Deckenbau kommt es z. B. vor, daß eine bestimmte Konstruktionshöhe  $h$  verlangt wird. Indem man  $\frac{M}{b}$  bildet und mit der End- oder Anfangs-Eins der Zunge einstellt, kann man durch Einstellung des verlangten  $h-a$  mittels des Läuferfadens in der Teilung  $B$  unter derselben Fadenstellung in der Teilung  $F$  den zugehörigen Wert  $\sigma_b$  und unter diesem Wert in  $G$  in der unteren Teilung  $B$  das zugehörige  $f_e$  ablesen.

Der Rechenschieber ist ebenso für Plattenbalken mit  $d < x$  verwendbar. Dr. Lewe hat hierfür nach einem abgekürzten Verfahren, auf das wir an anderer Stelle noch zurückkommen, Tabellen für die Werte  $h-a$ ,  $x$  und  $f_e$  aufgestellt, die auf dem Rechenschieber auch als Teilungen aufgetragen sind. — Der Rechenschieber wird von Denert & Pape in Altona a. E. hergestellt. —

## Literatur.

**Betonwerkstein und künstlerische Behandlung des Betons.** Im Auftrage des „Deutschen Beton-Vereins“ (E. V.) bearbeitet von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry, Direktor des „Deutschen Beton-Vereins“. Berlin 1913. Kommissions-Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Pr. 12,50 M.

Zu diesem Werk, das im Hauptteil der „Deutschen Bauzeitung“ noch eingehender unter Beigabe einiger Beispiele des Illustrations-Materiales besprochen werden soll, erhalten wir die folgende Zuschrift:

„Der „Deutsche Beton-Verein“ gab ein Buch heraus: „Betonwerkstein und künstlerische Behandlung des Betons“. Es wurde damit eine ausführliche Schilderung der geschichtlichen Entwicklung und des heutigen Standes der Kunststein-Industrie beabsichtigt. Beim Lesen der Einteilung berührt es sehr angenehm, daß Namen der Geschäftsfirmen, welche sich mit der Herstellung von Kunststeinen (Betonwerksteinen) befassen, vermieden sind. Es hätte den Wert des Werkes erhöht, wenn dies auch ganz zur Durchführung gelangt wäre, doch stößt man bald beim Weiterlesen, besonders beim Besichtigen der Abbildungen, auf diese Namen. Es hätte mir besser gefallen, wenn der Hr. Verfasser sich auf eine allgemeine Schilderung beschränkt hätte. Nachdem nun aber die Namen heutiger Fabrikanten doch genannt werden, empfinde ich es als einen Mangel, daß bei dem geschichtlichen Teil die Namen Gustav Leube, R. A. Rehfuß und Karl Romann fehlen; wenn die heutigen Vertreter aufgezählt werden, warum der Gründer dieser Industrie nicht gedenken?“

Der Fußboden im Münster zu Ulm aus Zementstein-Platten im Jahre 1840 als erste Tat der Zeit „vor 1900“ und die erste bearbeitete Fassade in Ulm als Ausgangspunkt der neuen Art „seit 1900“ hätten besonders hervorgehoben werden sollen. Bei der Erwähnung des Hauses S. 66 ist die Bezeichnung „Das erste Gebäude in Ulm“ irreführend, wenigstens geht daraus nicht ohne weiteres hervor, daß es das erste überhaupt war. Der Verfasser teilt ja selbst seine Schrift ein in die Zeit „vor 1900“ und in diejenige „seit 1900“ und bezeichnet damit selbst die „Bearbeitung“ des Zementsteines als den Wendepunkt in der Kunststein-Industrie, es wäre daher an dieser Stelle wohl erwähnenswert gewesen, daß im Jahre 1898, als das Stadtbauamt Ulm die Pläne zur „unteren Stube“ anfertigte, auf Anregung des Baurates Romann, der Gründer der Steinfabrik Ulm, R. A. Rehfuß unter Mitwirkung des städt. Bauamts- und Werkmeisters Schnell Versuche mit Beton aus zerkleinertem Jura-Kalkstein machte, der nach dem Erhärten mit dem Steinhauer-Werkzeug bearbeitet wurde. Da dies gut gelang und der neue Stein den Wünschen nach „belebterem Aeußeren“ entsprach, so ward damit der Grund gelegt für den mächtigen Bau der heutigen Kunststein-Industrie und der Anfang gemacht für die künstlerische Behandlung der Betonfläche. — Das Werk erscheint in sehr geschmackvollem Gewande als eine Arbeit, die wohl geeignet ist, manches Vorurteil gegen den Betonwerkstein bei Architekten und Laien zu zerstreuen. Es bringt den Beweis, daß es gelungen ist, im Betonwerkstein einen Baustoff zu schaffen, der sich überall und in jeder beliebigen Form verwenden läßt und bewähren wird.“ —

Otto Leube.

**Beton-Kalender.** Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau 1914. Herausgegeben von der Schriftleitung von „Beton und Eisen“. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin. 2 Teile, Teil I gebunden, Teil II geheftet. Preis 4 M.

Die neue, neunte Auflage, des genannten Kalenders für 1914, der für alle in der Praxis des Beton- und Eisenbetonbaues stehenden Ingenieure ein unentbehrliches Hilfsmittel darstellt, zeigt gegenüber ihren Vorgängern wieder mancherlei Verbesserungen und Erweiterungen. Sie betreffen beide Teile und sowohl die theoretischen, wie die praktischen Abschnitte. So sind in der Statik die Berechnung der Vierendeel-Träger und der durchlaufenden Träger mit wechselnder Belastung mit Einflußlinien neu aufgenommen. Erweitert bzw. umgearbeitet sind die Angaben über ausländische Zementnormen und Eisenbeton-Vorschriften. Im Teil II sind Angaben über Bühnen, Wasserkraft-Anlagen neu aufgenommen, die Kapitel über Bauausführung, Silos neu bearbeitet, die über Decken, Brücken erheblich umgearbeitet. So zeigt der ganze Kalender ein Bild erfreulichen Fortschrittes. —

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlen-Transportbahn Savona-San Giuseppe. (Schluß.) — Freitragende Eisenbeton-Treppe auf der Ausstellung in Köslin 1912. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO 23.

### Der Neubau der Arndt-Straßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr.

Von Stadtbaurat Ernst Schönwald in Oranienburg.

(Hierzu eine Bildbeilage und die Abbildungen S. 180 und 181)



In den „Mitteilungen“ Jahrgang 1912, S. 49 ff., ist der Bau des Eisenbeton - Viaduktes\*), mit welchem die Arndt - Straße in Königsberg i. Pr. bis zum rechten Pregel-Ufer geführt wird, in ihrer Gesamt - Anlage beschrieben worden. (Ein Gesamt-Bild zeigt unsere Bildbeilage.) Zu diesen Ausführungen dürften einige Ergänzungen, namentlich auch über die damals noch nicht feststehende Ueberführung über die Pillauer Bahn, von Interesse sein.

Die Arbeiten am Viadukt konnten vor dem Winter 1911/12 nicht fertiggestellt werden. Während seines Verlaufes hatten aber die Arbeiten an dem Aufbau der Gerüste und Schalungen niemals ganz geruht, das Betonieren der letzten Viadukt-Oeffnungen

jedoch konnte erst am 25. März 1912 und das der Balkenbrücke über die Kaporner - Straße erst am 25. April desselben Jahres aufgenommen werden. Im Anschluß hieran wurden die Eisenbeton-Treppen-Anlagen hergestellt.

Welche Arbeitsleistungen bei dem 200 m langen Viadukt zu erfüllen und welche Materialmengen einzubauen waren, ergibt sich aus Folgendem: Für die Fundamente sind rd. 19000 m kieferne Pfähle, zum weitaus größten Teil 18—20 m lang, gerammt, für die Pfeiler und Brückenbahnen sind rd. 3000<sup>cbm</sup> Kiesbeton, zum Teil mit Granitsplitt-Zusatz, und rd. 215000 kg Rundeseisen verarbeitet. Abbildung 1, S. 180, zeigt die Eisen-Armierung eines Gerberträgers mit dem Krag-Ende, bei dem die Eisen-Einlagen des über die Pfeiler gespannten Hauptquerträgers, der Längsträger mit den Kragenden und der Nase für die Auflagerung des eingehängten Trägers ersichtlich sind. Abbildung 2, S. 180, zeigt die Untersicht des letzten Viaduktfeldes mit den letzten Pendelsäulen und einer

\*) Vergleiche die Uebersichtszeichnung nebst Lageplan, Jahrgang 1912, S. 52.

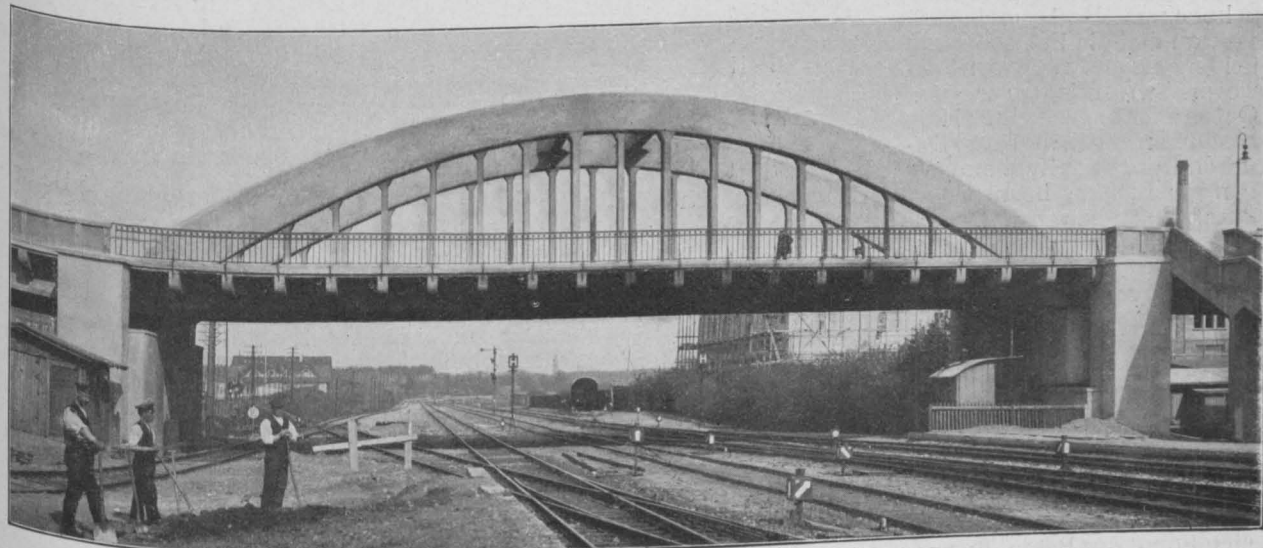


Abbildung 4. Ansicht der Bogenbrücke von 34 m Spannweite über den Gleisen der Pillauer Eisenbahn.

Treppe und Abbildung 3, S. 180, den Querschnitt des Viaduktes am Nordende vor dem beweglichen Auflager der Bogenbrücke, welche die Pillauer Bahn-Strecke überspannt.

Erwähnenswert ist noch das Geländer, das dem mehr als 200m langen Bauwerk einen angemessenen Abschluß geben sollte. Von einem eisernen Geländer konnte man eine befriedigende Wirkung nicht erhoffen, es wurde ein vollwandiges Geländer gewählt, dessen eisernarmierte Pfosten und Sockel an Ort und Stelle gestampft, während die 4cm starke, mit Eisennetzwerk versehene Füllungsplatte und der Handläufer in Formen auf Vorrat hergestellt und nach genügendem Erhärten mit den Pfosten durch Nuten und Zapfen verbunden wurden. An den Gelenkstellen der Gerberträger war das Geländer unter-

füllung dieser Forderung bei den Fahrbahnbalcken sowohl die Eiseneinlagen vermehrt als auch die Stegbreiten vergrößert werden mußten, daß sich aber die geplante Gestaltung des Zugbandes nicht ausführen ließ, da die zu berücksichtigenden Biegungs-Beanspruchungen so hohe Beton-Zugspannungen ergaben, daß sie auf die zulässige Grenze nicht gebracht werden konnten.

Um diese Schwierigkeit zu beseitigen, mußten die Biegungs-Beanspruchungen des Zugbandes durch Aufhängen aller Fahrbahn-Querträger an den Bogen ausgeschaltet werden und außerdem die erforderlichen Verstärkungen der Eisen- und Beton-Querschnitte vorgenommen werden. Durch die Verdoppelung der Hängestangen hat die Bogenbrücke, deren Gesamterscheinung Abbildung 4, S. 177, zeigt, einen

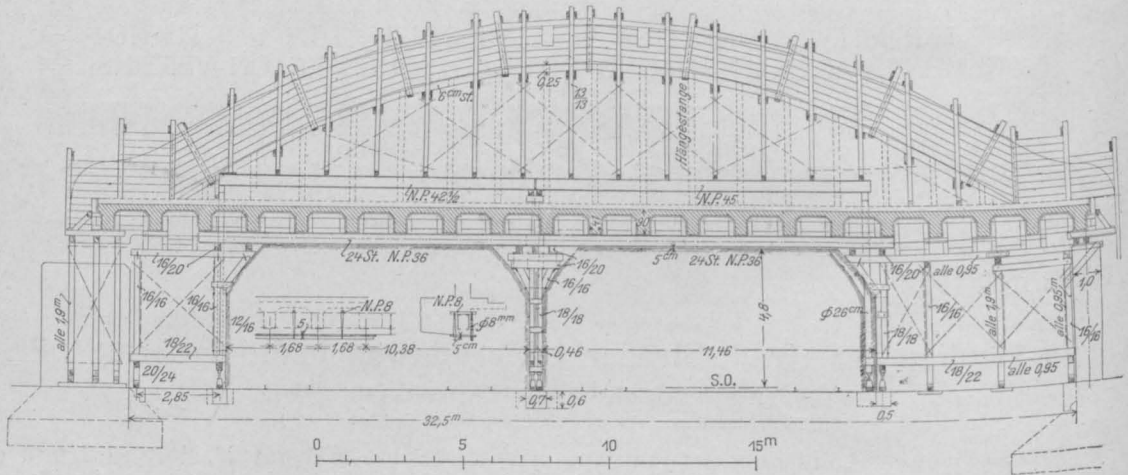


Abbildung 13. Ansicht des Lehrgerüsts für den Bogenträger.

brochen und mit den nötigen Spielräumen versehen.

Neben den Bauarbeiten liefen Verhandlungen über die Gestaltung und den Bau der im Zuge des Viaduktes die Pillauer Eisenbahn kreuzenden Eisenbeton-Bogenbrücke, die mit der Eisenbahnbehörde als genehmigender Instanz und der „Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau“ als ausführender Firma zu führen waren. Der erste Entwurf der Bogenbrücke sah einen Eisenbetonbogen mit aufgehobenem Horizontalschub vor, an den die Fahrbahn mit beiderseits auskragenden Fußwegen mit an jedem zweiten Querträger angreifenden Hängestangen angehängt war. Dadurch wurde das Zugband zwischen zwei Hängestangen auf Biegung beansprucht und dementsprechend durch Eisen bewehrt. Der Horizontalschub des Bogens sollte durch zwei aus Winkleisen und Blechen zusammen genietete Bänder aufgenommen werden, nicht durch Rundeisen, weil das Unterbringen der erforderlichen Zahl schwierig, zudem die Stoßverbindungen der Rundeisen und die gleichmäßige Beanspruchung aller schwer ausführbar gewesen wären.

Gegen die Ergebnisse der statischen Berechnung erhob die Eisenbahnbehörde auf Grund der ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 für die Berechnung von Eisenbetonbauten den Einwand, daß bei diesem den Einflüssen von Witterung und Rauch ausgesetztem Bauwerk die Ermittlung und Berücksichtigung der Beton-Zugspannungen gefordert werden müsse. Eine Nachrechnung ergab, daß zur Er-

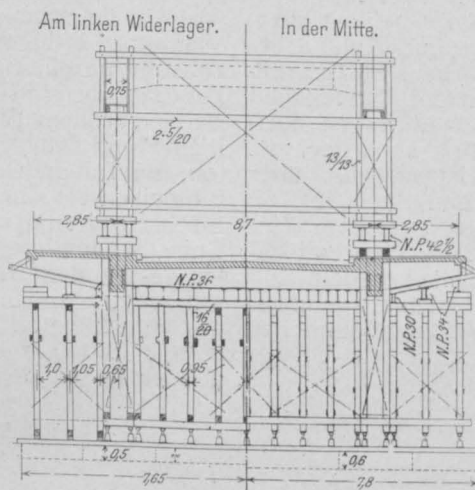


Abbildung 14. Lehrgerüst-Querschnitt.

gegen ähnliche ausgeführte Brücken abweichenden Charakter erhalten (vergl. Abb. 2 in No. 7, S. 52, Jahrgang 1912). Die umfangreiche statische Berechnung mußte gänzlich neu aufgestellt und geprüft werden. Der Vergleich mit der früheren Berechnung ergab, daß die Berücksichtigung der Beton-Zugspannungen rund 10 cbm Beton und 3,5t Eisen mehr verlangte.

Die Abbildungen 5 und 6, S. 181 geben eine Darstellung der Bogenbrücke in Ansicht, Längsschnitt durch den Hauptträger, Aufsicht und Querschnitt wieder. Die Mittellinie des Bogens entspricht fast genau einer Parabel von 34m Stützweite und 6,4m Pfeilhöhe, sodaß sich ein Verhältnis von

Stützweite zur Pfeilhöhe  $\frac{34}{6,4} = 5,3$  ergibt. Die Belastungsannahmen waren folgende: für die Fahrbahn eine Dampfwalze von 23t Gesamtgewicht, daneben Menschengedränge von 400 kg/qm; für die Fußwege Menschengedränge von 560 kg/qm. Winddruck 150 kg/qm bei belasteter Brücke und 50% Zuschlag für die Windschattenseite, größter Temperatur-Unterschied zwischen Bogen und Zugband 20°. Der Bogen wurde als einfach statisch unbestimmtes System mit Berücksichtigung der Temperatur-Unterschiede untersucht.

Für das Zugband wurde bei Vollbelastung durch Eigengewicht, Menschengedränge, Wind und Dampfwalze eine größte Kraft von 380,1t ermittelt, wozu noch infolge von Temperatur-Einflüssen eine Kraft von 5,3t tritt.

Den gewählten Querschnitt zeigt Abbildung 7



Seite 181; in einem Betonquerschnitt von  $0,51\text{ m}$  ist ein Eisenquerschnitt von  $487,2\text{ qcm}$  nach Abzug der Niet-Querschnitte vorhanden. Abbildung 8, S. 181, zeigt das feste Auflager der Bogenbrücke, die Eisenarmierung des Bogen-Endes und Zugbandes. Abbildung 9, S. 181, die Eiseneinlagen eines Querschnittes durch Bogen, Fahrbahn und Hängesäule, Abbildung 10 die Einzelheiten der Fahrbahnausbildung, Abbildung 11 das auf der Rüstung montierte Zugband und Abbildung 12, auf S. 180, die Einschalung des Bogen-Endes.

Der Aufbau des Lehrgerüsts für die Bogenbrücke bereitete unerwartete Schwierigkeiten. Diese kreuzt, wie die Abbildung 4, Seite 177 erkennen läßt, die Pillauer Eisenbahn an einer Stelle, wo 4 Gleise und 3 diese überschneidende Weichenstraßen vorhanden sind. Es stellte sich heraus, daß der Eisenbahnbetrieb die Indiensthaltung aller Schienenwege bedingte, sodaß nur eine Mittelstütze möglich war und 2 große Oeffnungen von  $10,38$  und  $11,46\text{ m}$  frei zu halten waren, während ursprünglich nur 4 kleine Oeffnungen für je ein Gleis vorgesehen waren. Die großen Oeffnungen verlangten eine größere Konstruktionshöhe für die Träger der Fahrbahn-Einschalung als der erste Entwurf des Lehrgerüsts. Sie wurde dadurch geschaffen, daß die Viaduktsteigung  $1:40$  noch in die Bogenbrücke geführt wurde, während das Zugband wegen seiner eigenen ausreichenden Tragfähigkeit für seine Schalung wagt recht gelassen werden konnte. Infolge dieser Umstände war ein sehr großer Aufwand eiserner Träger I NP. 36 von  $12\text{ m}$  Länge für die Schalung erforderlich; außerdem erforderte die Einschalung der Bogen noch 10 I-Träger NP.  $42\frac{1}{2}$ .

Der Entwurf des Lehrgerüsts ist aus Abbildung 13 in Ansicht, Abbildung 14 im Querschnitt ersichtlich. Abbildg. 15, S. 180, zeigt eine photographische Aufnahme des aufgestellten Gerüsts. Diese Anord-

nung des Lehrgerüsts bedingte konzentrierte Auflagerkräfte, die sich nicht ohne weiteres auf den auf unsicherem Untergrund ruhenden Bahnkörper übertragen ließen. Es wurden  $7-14\text{ m}$  lange Pfähle zur Aufnahme der Stützendrucke gerammt.

Nachdem die Schalungsträger in den Nachtstunden, in denen der Eisenbahnbetrieb ruhte, eingebracht waren, ging das Einschalen und Einbringen der Eisen flott von statten. Das Betonieren wurde in der Weise vorgenommen, daß zuerst die Querträger, dann die Fahrbahnplatten und schließlich die Gehbahnplatten fertig gestellt wurden. Schon während des Betonierens der Fahrbahnplatte zeigten sich Senkungen der seitlichen und vor allem der mittleren Stütze, die hier bis zu  $12\text{ mm}$  betrugen. Während die Senkungen bei den seitlichen Stützen infolge der größeren Lastverteilung aufhörten, mußten an der Mittelstütze Bohlen und Querrhölzer eingezogen werden, die durch Keile zum Tragen gebracht wurden. Die Bögen selbst wurden in 2 Tagen jedesmal von beiden Enden gleichzeitig vorgehend betoniert und am 16. August 1912 fertig gestellt. Das Ausschalen begann Mitte September bei den Fußwegträgern, es folgte das der Querträger und schließlich Ende September das der Bögen. Am 26. Oktober waren auch die Pflasterungsarbeiten beendet, sodaß an diesem Tage der erste Wagen die neue Brücke befahren konnte.

Die Ausführung des gesamten Bauwerkes war der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin übertragen, die auch die statischen Untersuchungen und Einzelzeichnungen fertigte. Sie hatte die umfangreichen Rammarbeiten und Holzlieferungen der Firma Geilus und Anders in Königsberg übertragen. Die Bauleitung führte bis zum August 1912 der Verfasser, alsdann Magistr.-Baurat Doepner in Königsberg, denen als örtlicher Bauleiter Dipl.-Ing. Lüder zur Seite stand. —

## Dreigelenkbogen aus Beton mit großer Spannweite und kleiner Konstruktionshöhe.

Von Regierungs-Baumeister a. D. Kutschke in Charlottenburg.

**D**ie Herstellung der eisernen Brückenüberbauten hat am Ende des vorigen Jahrhunderts infolge der Erfindung der billigen Herstellung und Verarbeitung des Flußeisens eine glänzende Entwicklung genommen, die dazu geführt hat, daß heute eine ganze Reihe von Bauwerken Spannweiten von mehreren  $100\text{ m}$  aufweisen kann. Mit dieser Entwicklung hat der Bau von massiven Brücken, den wir von den Römern übernommen haben, und der in früheren Jahrhunderten für größere Spannweiten allein in Betracht kam, nicht gleichen Schritt gehalten, auch wenn von einem Vergleich mit den großen Spannweiten abgesehen wird und nur die Spannweiten bis etwa  $100\text{ m}$  ins Auge gefaßt werden. Die Ursache liegt einmal darin, daß der eiserne Ueberbau anpassungsfähiger ist, und weiter darin, daß sich die Flußeisen-Industrie schneller entwickelt hat als die Zement-Industrie, welche für den massiven Brückenbau eine ausschlaggebende Bedeutung erlangt hat.

Die bessere Anpassungsfähigkeit der eisernen Brücken hat folgende Gründe: Sie sind leichter, schneller herzustellen und erfordern weniger Konstruktionshöhe. In diesen drei Punkten hat jedoch der massive Brückenbau in letzter Zeit durch die Beton- und Eisenbeton-Konstruktionen wesentliche Fortschritte gezeigt, die dadurch ermöglicht wurden, daß die Zement-Industrie infolge der Anwendung neuer Herstellungsmethoden in der Lage ist, ein gleichmäßiges und zuverlässiges Bindemittel zu liefern, das mit dem Flußeisen in Wettbewerb treten kann. In diesem Wettkampf wird der massive Brückenbau unterstützt von den Schwächen, welche dem Eisenbau anhaften. Diese sind: Begrenzte Lebensdauer, Entstehung von beträchtlichen Unterhaltungskosten und eine architektonisch oft nicht befriedigende Wirkung.

Bei der Verwendung von Balken-Konstruktionen hat sich der Eisenbetonbau bereits ein großes Feld erobert, und die Vorzüge der gewölbten Konstruktionen werden mit dem Fortschritt der Zeit noch mehr gewürdigt werden, als es heute noch vielfach geschieht.

Ein Feld, auf welchem sich bisher die eisernen Brücken besonders überlegen gezeigt haben, bedeuten die Brücken mit großen Spannweiten, etwa von  $40\text{ m}$  ab, mit beschränkter Konstruktionshöhe. Es soll näher untersucht werden,

auf welchem Wege für diese Verhältnisse eine Vervollkommnung der bisher üblichen Beton- und Eisenbeton-Konstruktionen erreicht werden kann, um sie wettbewerbsfähiger zu machen.

Dabei kommen zwei Lösungen in Betracht: Das tragende Gewölbe kann entweder unter oder über der Fahrbahn liegen. Die erste Lösung soll näher betrachtet, die zweite dagegen nur gestreift werden.

Die gewölbten Brücken mit obliegender Fahrbahn haben in den letzten 20 Jahren gegenüber den früher gebräuchlichen Konstruktionen dadurch eine wesentliche Vervollkommnung erfahren, daß der Dreigelenkbogen zur Anwendung kam. Der Dreigelenkbogen verdient vor dem eingespannten Bogen vor allem das Vorzug, wo die Pfeilhöhe gering und wo der Baugrund nicht ganz zuverlässig ist. In beiden Fällen entzieht sich der eingespannte Bogen einer zuverlässigen Berechnung, denn geringe ungleichmäßige Änderungen im Bauwerk, die durch Verschiebung eines Teiles in senkrechter oder waagrechter Richtung hervorgerufen werden, können so große Spannungs-Änderungen erzeugen, daß sie bei der praktischen Dimensionierung nicht berücksichtigt werden können, abgesehen davon, daß auch Temperatur-Änderungen bei kleinem Pfeilverhältnis einen hohen Einfluß gewinnen. Die der Berechnung zugrunde zu legenden Annahmen sind also nicht sicher genug, und für den tadellosen Bestand des Bauwerkes ist nicht die genügende Gewähr gegeben. In der norddeutschen Tiefebene herrscht ein Baugrund vor, welcher für gewölbte Brücken im allgemeinen nicht so zuverlässig ist, daß eine Verschiebung der Widerlager ausgeschlossen ist; daher verdient der Dreigelenkbogen bei größeren Spannweiten und geringer Bauhöhe hier im allgemeinen den Vorzug.

Bei einer gewölbten Brücke mit einer Oeffnung, welche eine größere Spannweite und einen kleinen Stich hat, verursacht dann die Herstellung der Widerlager besonders hohe Kosten. Der Grund liegt in dem ungünstigen Verhältnis des Horizontalschubes zum senkrechten Auflagerdruck am Kämpfer. Wie läßt sich nun dies Verhältnis zur Erzielung von Kostenersparnissen möglichst günstig gestalten? Es wird desto günstiger, je steiler die Mittelkraft aus Horizontalschub und Kämpfer-Auflagerdruck wird, ohne daß dieser jedoch zu groß wird.

Eine theoretische Betrachtung zeigt zwei Wege zur Erreichung des Zweckes. Eine Entlastung des Gewölbes vom Horizontalschub bei verhältnismäßig großem Kämpfer-Auflagerdruck läßt sich einmal dadurch erzielen, daß das Scheitelgelenk durch Anwendung eines Gegengewichtes entlastet wird (Abb. 1, S. 182) und zweitens dadurch, daß das Gewölbe im Scheitel durch Anordnung einer Aussparung möglichst leicht und am Kämpfer

schwer gehalten wird (Abbildung 2, S. 182). Bei der ersten Lösung kann durch eine entsprechende Größe der Kragarme eine völlige Entlastung vom Horizontalschub hervorgerufen werden, so daß die Widerlager sehr billig werden. Dann wird aber offenbar das Gewölbe zu teuer. Wenn nun die Kragarme nur so groß gemacht werden, daß gerade noch die gewünschte Verbilligung bei den Widerlagern erzielt wird, so treten über

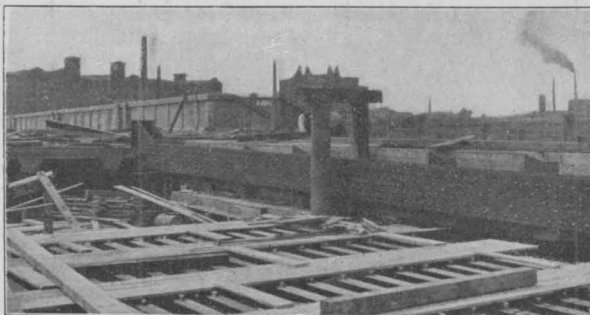


Abbildung 11. Zugband, auf der Rüstung montiert.

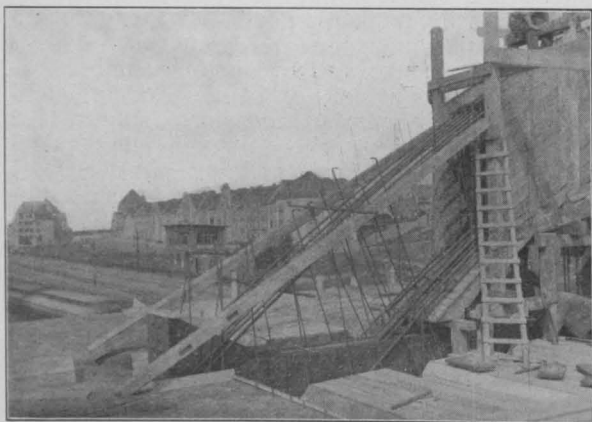


Abbildung 12. Einschaltung des Bogenendes.



Abbildung 1. Armierung eines Gerberträgers.

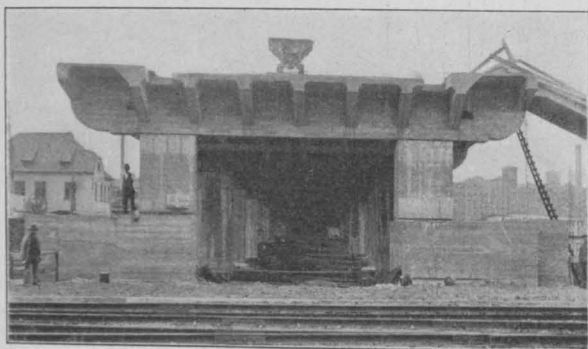


Abbildung 3. Nord-Ende des Viaduktes.

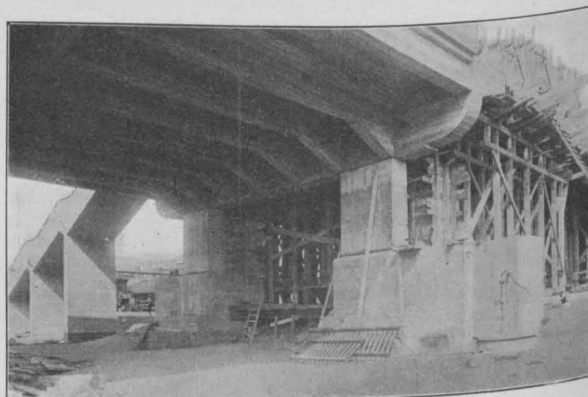


Abbildung 2. Untersicht des letzten Viaduktfeldes.



Abbildung 15. Fertig aufgestelltes Lehrgerüst. Zwei Oeffnungen von 10,38 und 11,46 m Lichtweite. Der Neubau der Arndt-Straßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr. Von Stadtbaurat Ernst Schönwald in Oranienburg.



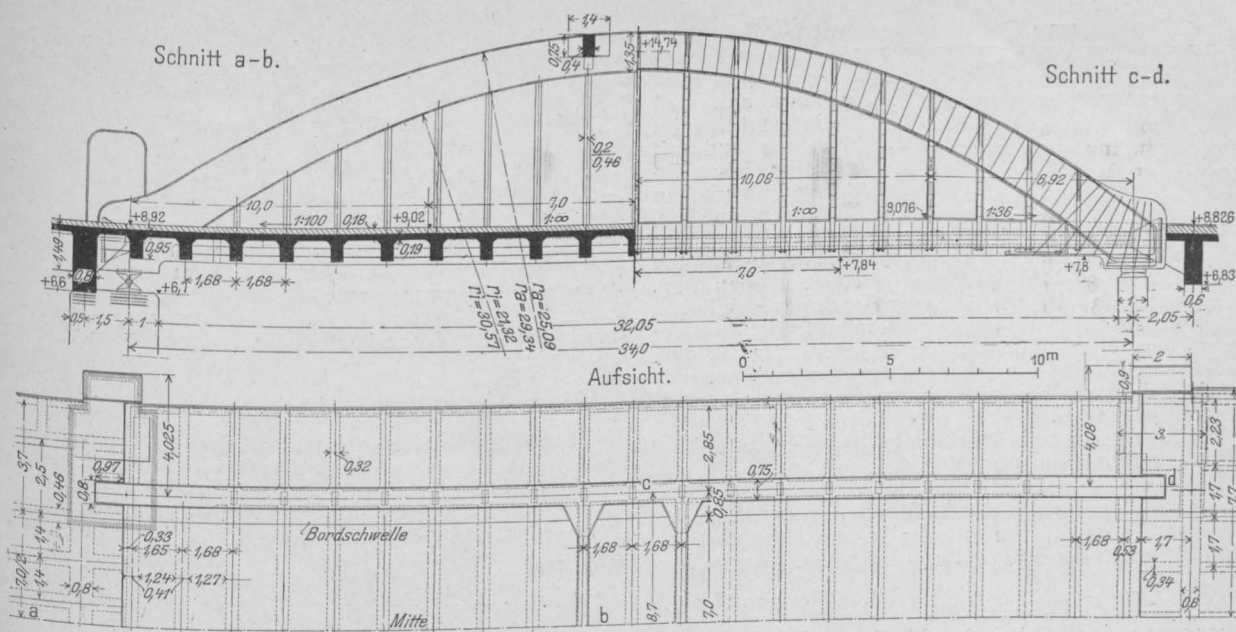


Abbildung 5. Ansicht, Schnitt in Hauptträgerachse und Aufsicht der Bogenbrücke über die Pillauer Bahn.

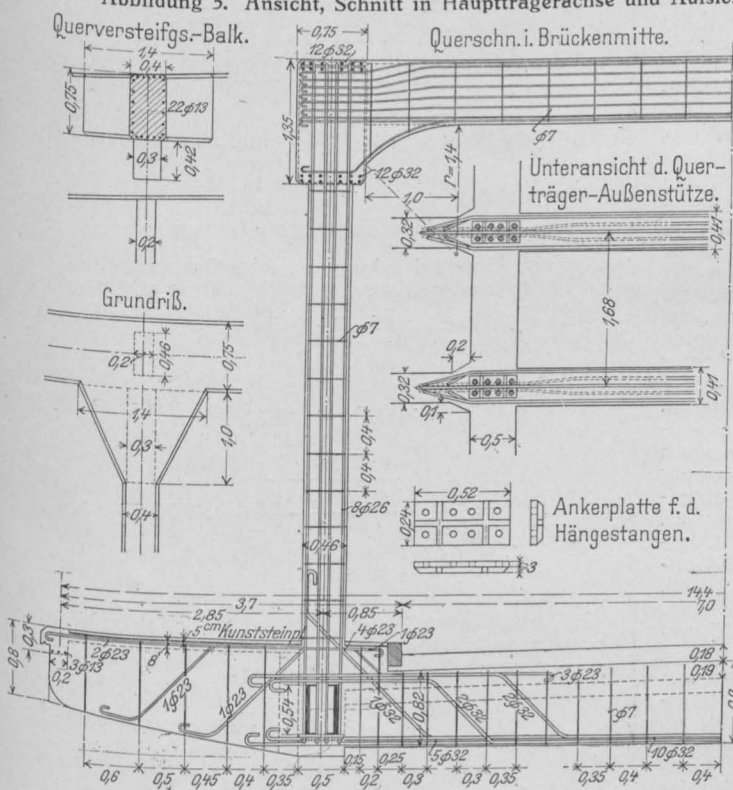


Abbildung 9. Querschnitt mit Eiseneinlagen. Querversteifung.

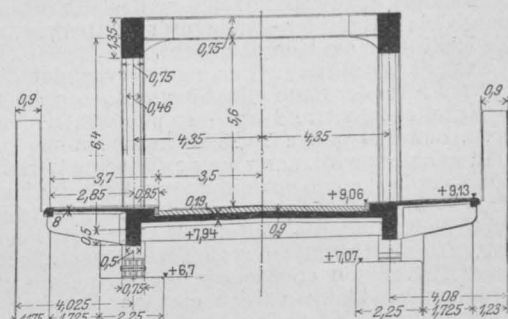


Abbildung 6. Brückenquerschnitt am Auflager und in der Mitte.

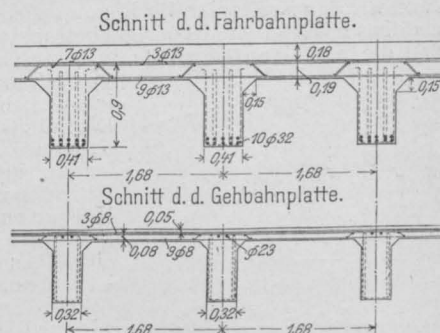


Abbildung 10. Schnitt durch Fahrbahn- und Fußwegtafel.

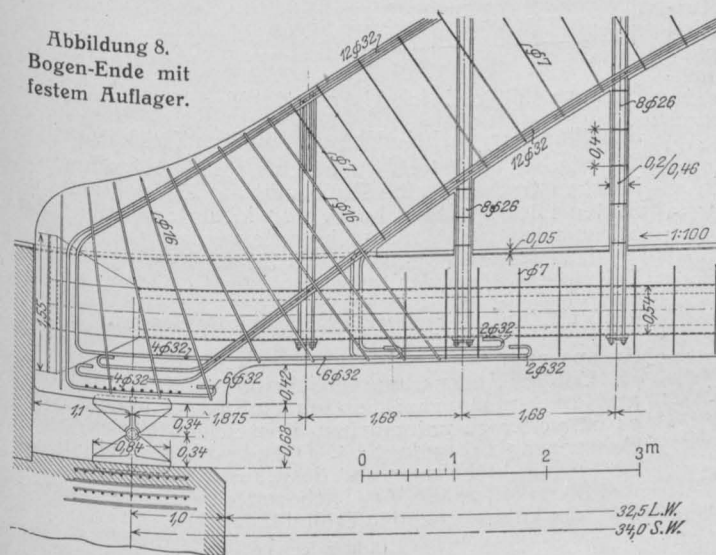


Abbildung 8. Bogen-Ende mit festem Auflager.

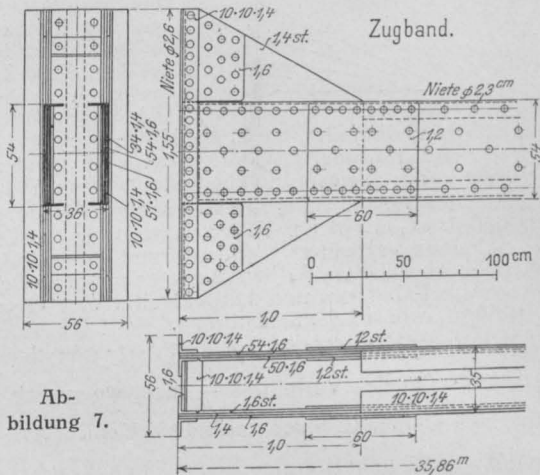
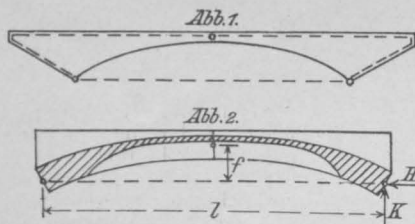


Abbildung 7.

Der Neubau der Arndt-Straßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr.



den Kämpfern doch noch so große Biegemomente auf, daß die Kragträger im oberen Rande mit starken Eiseinlagen versehen werden müssen, und daß dieser Material-Aufwand

die Ersparnisse an den Widerlagern wieder aufheben kann. Dazu kommt, daß die Träger dieser Art durch ihre Form, auch wenn sie im Querschnitt plattenbalkenartig aufgelöst werden, eine Materialersparnis nicht begünstigen. Aus diesen Gründen kann die Konstruktion zu einer besseren Wettbewerbsfähigkeit mit dem Eisen im allgemeinen nicht beitragen.

Die zweite Lösung ist auch erst durch die Anwendung des Eisenbetons möglich geworden.

Es mögen bedeuten:  $H$  den Horizontalschub,  $K$  den Kämpfer-Auflagerdruck,  $M$  das Moment in der Mitte des Balkens auf zwei Stützen mit der Spannweite des Dreiecksbogens,  $l$  die Stützweite,  $f$  den Stich, dann ist  $H = \frac{M}{f}$ . Eine Einzel-Last ruft den größten Horizontalschub

hervor, wenn sie im Scheitel steht. Der senkrechte Kämpfer-Auflagerdruck des Dreiecksbogens ist gleich dem des Balkens auf zwei Stützen, und deshalb ruft eine Last den größten Kämpfer-Auflagerdruck hervor, wenn sie möglichst nahe am Kämpfer steht.

Aus diesen Beziehungen geht hervor, daß die Mittelkraft am Kämpfer dann günstig wird, wenn das Gewölbe am Scheitel leicht und am Kämpfer schwer wird. Dadurch, daß das ganze Gewölbe nebst Aufbau möglichst leicht gehalten wird, kann die gewünschte Wirkung nicht erzielt werden; wenn auch in diesem Falle der Horizontalschub klein wird, so bleibt auch der senkrechte Auflagerdruck klein, und die Mittelkraft erfordert wegen ihrer gestreckten Richtung ein großes Widerlager. Die Gewölbe dieser Art zeigen ebenso wie die Gewölbe mit vollem Ueberbau bei kleinem Stich eine der Parabel ähnliche Leibungslinie. Die nach Abb. 2 konstruierten Gewölbe zeigen dagegen eine Leibungslinie, welche sich mehr der Ellipse nähert. Diese Form der Leibungslinie und der Stützlinien ist bedingt durch die statischen Beziehungen.

Wenn wir den Kräfteplan für Eigengewicht eines vollen Gewölbes mit leichtem Ueberbau betrachten, so sehen wir, daß die einzelnen Gewichte in ihrer Größe wenig

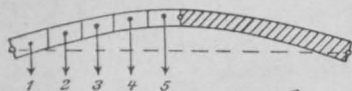


Abb. 3.

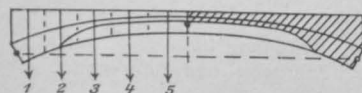
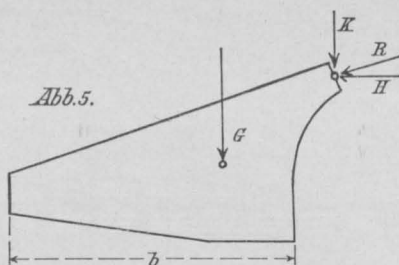


Abb. 4.

Folge hat, daß die Stützlinie in der Mitte gestreckt ist und sich nach den Kämpfern zu stärker neigt. Die Widerlager werden hierdurch wesentlich beeinflusst.

Aus der Bogenform ergibt sich noch der weitere Vorteil, daß das Gewicht der Ueberschüttung in der Gegend des Scheitels verringert wird, während es am Kämpfer ungefähr dieselbe Größe behält wie beim vollen Gewölbe mit vollem Ueberbau, und das ist weiter eine Gewichts-Verteilung, wie sie gewünscht wird.

Die Form des Widerlagers wird desto günstiger werden, je größer das Verhältnis  $\frac{K}{H}$  wird, wenn sich  $K$  nur innerhalb kleiner Grenzen verändert. Denn wenn  $H$  sich dem Wert Null nähert, und  $\frac{K}{H}$  den größten Wert hat, ist die Länge  $b$  des Widerlagers nur noch abhängig von den äußeren Kräften  $K$  und  $G$  (Abbildung 5), und die Mitte von  $b$



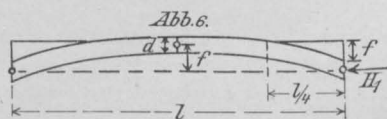
müßte sich unter der Mittelkraft von  $G$  und  $K$  befinden, also nahe am Kämpfer. Wenn  $K$  sehr klein wird, muß die Mittelkraft von  $H$  und  $G$  die Unterkante des Widerlagers, und zwar angenommen die Mitte desselben, in einem größeren Abstand vom Kämpfer treffen, wodurch eine größere Länge des Widerlagers bedingt ist.

stand vom Kämpfer treffen, wodurch eine größere Länge des Widerlagers bedingt ist.

Ein möglichst günstiges Verhältnis von  $\frac{K}{H}$  kann durch

die Anordnung des Ueberbaues und durch die Anordnung des Gewölbes erzielt werden. Das Gewicht der Fahrbahn-decke scheidet hierbei aus, weil es als gleichmäßig verteilt angenommen werden kann. Von welcher Bedeutung das Gewicht des Zwickels ist, zeigen folgende zwei Beispiele.

1. (Abb. 6) Ein Gewölbe habe das Verhältnis  $\frac{l}{f} = 12$ ,



eine mittlere Bogenstärke  $d = \frac{l}{50}$  und eine mittlere Länge des Zwickels, welcher als Dreieck betrachtet werden soll,  $= \frac{l}{4}$ . Die Höhe des Zwickels kann dann  $= f = \frac{l}{12} = \frac{50}{12} \cdot d$  gesetzt werden, und  $d$  kann bei einem spezifischen Gewicht 1 als gleichmäßig verteilte Belastung angenommen

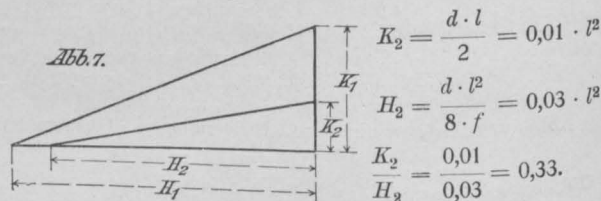
werden.  $K_1 = \frac{d}{2} \cdot l + \frac{l \cdot 50 \cdot d}{4 \cdot 12 \cdot 2}$

$$K_1 = \frac{98}{96} d \cdot l = \sim d \cdot l = \frac{l^2}{50} = 0,02 l^2$$

$$H_1 = \frac{d \cdot l^2}{8 \cdot f} + \frac{l \cdot 50 \cdot d \cdot l}{4 \cdot 12 \cdot 2 \cdot f} = \sim 0,04 l^2$$

$$\frac{K_1}{H_1} = \frac{0,02 l^2}{0,04 l^2} = \sim 0,5.$$

2. (Abb. 7) Dasselbe Gewölbe habe einen ganz leichten Ueberbau, sodaß dieser im Verhältnis zum Gewicht des Bogens vernachlässigt werden kann.



$$K_2 = \frac{d \cdot l}{2} = 0,01 \cdot l^2$$

$$H_2 = \frac{d \cdot l^2}{8 \cdot f} = 0,03 \cdot l^2$$

$$\frac{K_2}{H_2} = \frac{0,01}{0,03} = 0,33.$$

Bei ausgefülltem Zwickel ist also das Verhältnis  $\frac{K}{H}$  wesentlich günstiger, als bei nicht ausgefülltem Zwickel.

Hierbei ist jedoch zu beachten, daß bei schmalen Brücken trotzdem eine Auflösung der Zwickel zur billigsten Lösung führen kann, weil in diesem Falle volle Stirnmauern verhältnismäßig teuer werden.

Die weitere Verfolgung des Ergebnisses der beiden Beispiele führt zu der Anordnung des Gewölbes, welche das Verhältnis  $\frac{K}{H}$  weiter günstig beeinflussen muß, zu der

Aussparung. Daß die Aussparung am Scheitel möglichst groß und am Kämpfer möglichst klein sein muß, ist schon bewiesen; es ist weiter zu untersuchen, in welchem Umfange die Aussparung anzuordnen ist. Dazu ist ihr Einfluß auf die Kosten der Widerlager und des Gewölbes zu betrachten und hierzu diene ein Vergleich und eine Zusammenstellung der entsprechenden Einflußlinien. —

(Schluß folgt.)

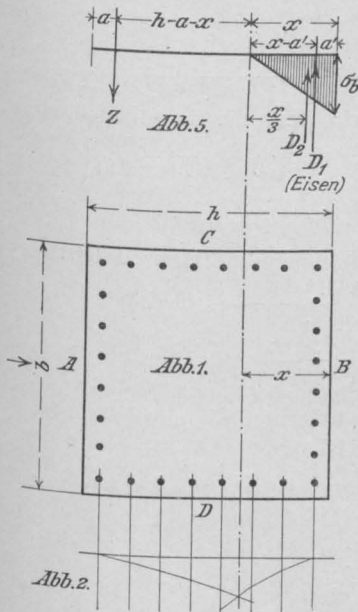


# Berechnung allseitig bewehrter voller oder hohler rechteckiger Eisenbeton-Querschnitte auf Biegung.

Von Ingenieur Georg Ewerding in Allenburg, O.-Pr.



Wenn der in Abbildung 1 gezeichnete Querschnitt abwechselnd nur ein Moment in der Richtung von A nach B und B nach A aufzunehmen hätte, würde man nur Eisen in die äußeren Seiten A und B einlegen und die Berechnung nach der Formel für doppelbewehrte Platten vornehmen. Ist aber auch ein Moment in Richtung CD oder DC aufzunehmen, dann braucht man



in den Seiten C und D auch Eisen, die wieder zur Aufnahme des Momentes von A nach B herangezogen werden können. Den Vorteil dieser genauen Berechnung ersieht man schon aus der Abbildung 4. Die Spannungen  $\sigma_{e2}, \sigma_{e3}, \sigma_{e4}, \sigma_{e5}, \sigma_{e6}$  und  $\sigma_{e2}$  hat man gewonnen. Die Rechnung wird freilich etwas umständlicher, sie verlohnt sich aber der Mühe, namentlich bei Gegenständen der Massen-Erzeugung und ist unbedingt erforderlich bei größeren kastenförmigen Querschnitten. Die nachstehende kleine Arbeit füllt eine Lücke in der Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen aus.

Zum Vergleich soll die Berechnung mit

Hilfe der Formeln für doppelte Bewehrung herangezogen werden:

A. Der volle Querschnitt. (Abbildung 1.)

Moment in Richtung A B.

a. Doppelbewehrt. Es wird dann:

$$\text{Der Nulllinienabstand } x = -\frac{n(f_{ed} + f_{ez})}{b} +$$

$$+ \sqrt{\left[\frac{n(f_{ed} + f_{ez})}{b}\right]^2 + \frac{2n}{b} \left[f_{ed} a' + f_{ez} (h - a)\right]}$$

$$M = \sigma_b \left[ \frac{b x}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) + n f_{ed} \frac{x - a'}{x} (h - a - a') \right].$$

$$\text{Die Eisen-Zugbeanspruchung } \sigma_{ez} = \frac{n \sigma_b (h - a - x)}{x} \text{ und}$$

$$\text{die Eisen-Druckbeanspruchung } \sigma_{ed} = \frac{n \sigma_b (x - a')}{x}.$$

In der Abbildung 1 ist der Querschnitt eines Eisens  $f_e = 1,77 \text{ qcm}$ , der Querschnitt der Eisen in der Zugzone  $f_{ez} = 14,14 \text{ qcm}$  und in der Druckzone  $f_{ed} = 14,14 \text{ qcm}$ . Ferner ist  $a = a' = 2,5 \text{ cm}$  und  $b = h = 40 \text{ cm}$ . Mit diesen Werten erhält man,  $\sigma_b$  zu  $40 \text{ kg/qcm}$  angenommen:  $x = 12,57 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{ez} = 1170 \text{ kg/qcm}$ ,  $\sigma_{ed} = 474 \text{ kg/qcm}$ , und  $M = 572 800 \text{ cmkg}$ .

b. Allseitig bewehrt. Die Ermittlung der Nulllinie wird am schnellsten nach dem Verfahren von Mörsch ausgeführt (Abb. 2 und 3). Es ist die Nulllinie aufgefaßt als

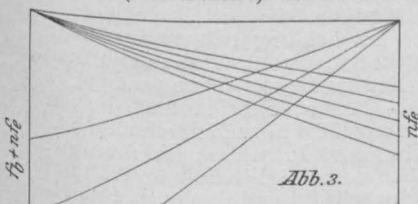


Abb. 3.

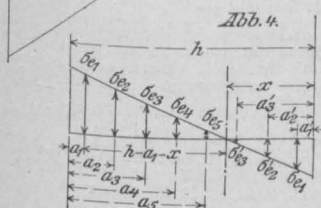


Abb. 4.

$$D_2 = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2}$$

(Abbildung 5).

Die Spannung der Eisen richtet

sich nach der Entfernung von der Nulllinie. (Abbildung 4). Die Summe dieser Spannkkräfte soll auf der Zugseite Z mit dem Abstand  $h - a - x$  von der Nulllinie und auf der Druckseite  $D_1$  mit dem Abstand  $x - a'$  sein. Dann muß sein, die Richtung von Z als Drehachse genommen:

$$M = D_1 (h - a - a') + D_2 \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \text{ Hauptgleichung.}$$

Unbekannt sind in dieser Formel noch  $D_1$ ,  $a$  und  $a'$ . Man erhält  $a$  aus dem Wert für  $h - a - x$  und  $a'$  aus dem Wert für  $x - a'$ . Um  $h - a - x$  zu bestimmen, braucht man noch den Ausdruck für Z. Die zu den Spannungen  $\sigma_{e1}, \sigma_{e2}$  usw. gehörenden Eisenquerschnitte sollen  $f_{e1}, f_{e2} \dots$  genannt werden, die zu  $\sigma_{e1}, \sigma_{e2}$  entsprechend  $f_{e1}', f_{e2}'$ .

Es setzt sich Z zusammen aus:  $Z = Z^I, Z^{II}, Z^{III}$  usw.

$$Z^I = f_{e1} \cdot \sigma_{e1}, Z^{II} = f_{e2} \cdot \sigma_{e2}, Z^{III} = f_{e3} \cdot \sigma_{e3} \text{ usw.}$$

$$\sigma_{e1} = \frac{n \sigma_b}{x} (h - a_1 - x), \quad \sigma_{e2} = \frac{n \sigma_b}{x} (h - a_2 - x),$$

$$\sigma_{e3} = \frac{n \sigma_b}{x} (h - a_3 - x) \text{ usw.}$$

$$\text{Also } Z = \frac{n \sigma_b}{x} [f_{e1} (h - a_1 - x) + f_{e2} (h - a_2 - x) +$$

$$+ f_{e3} (h - a_3 - x) + \dots] \text{ oder } Z = \frac{n \sigma_b}{x} \cdot A.$$

Bezieht man Z auf die Nulllinie, dann bekommt man

$$Z \cdot (h - a - x) = \frac{n \sigma_b}{x} [f_{e1} (h - a_1 - x)^2 + f_{e2} (h - a_2 - x)^2 +$$

$$+ f_{e3} (h - a_3 - x)^2 + \dots] \quad h - a - x =$$

$$\frac{f_{e1} (h - a_1 - x)^2 + f_{e2} (h - a_2 - x)^2 + f_{e3} (h - a_3 - x)^2 + \dots}{f_{e1} (h - a_1 - x) + f_{e2} (h - a_2 - x) + f_{e3} (h - a_3 - x) + \dots}$$

Analog wird die Eisendruckkraft  $D_1$

$$D_1 = \frac{n \sigma_b}{x} [f_{e1}' (x - a'_1) + f_{e2}' (x - a'_2) + \dots]$$

$$\text{oder } D_1 = \frac{n \sigma_b}{x} \cdot A'$$

$$x - a' = \frac{f_{e1}' (x - a'_1)^2 + f_{e2}' (x - a'_2)^2 + f_{e3}' (x - a'_3)^2 + \dots}{f_{e1}' (x - a'_1) + f_{e2}' (x - a'_2) + f_{e3}' (x - a'_3) + \dots}$$

Mit diesen Werten wird dann aus der Hauptgleichung:

$$M = \sigma_b \left[ \frac{n A'}{x} (h - a - a') + \frac{b x}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \right].$$

Die maximale Eisenbeanspruchung herrscht in  $f_{e1}$  und  $f_{e1}'$

$$\sigma_{ez} \text{ max} = \sigma_{e1} = \frac{n \sigma_b (h - a_1 - x)}{x} \text{ für Zug}$$

$$\sigma_{ed} \text{ max} = \sigma_{e1}' = \frac{n \sigma_b (x - a'_1 - x)}{x} \text{ für Druck.}$$

Die Ausrechnung ergibt für die in Abbildung 1 angenommenen Verhältnisse und  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ :  $h - a - x = 22,1 \text{ cm}$ ,  $x - a' = 10,82 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{ez} = 980 \text{ kg/qcm}$ ,  $\sigma_{ed} = 495 \text{ kg/qcm}$  und  $M = 633 600 \text{ cmkg}$ .

Die Differenz der beiden Momente ist  $633 600 - 572 800 = 60 800 \text{ cmkg}$ . Das bedeutet eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Querschnittes um  $\frac{60 800}{572 800} \cdot 100 = 10,6\%$ .

B. Der hohle Querschnitt. (Abbildung 6).

Moment in Pfeilrichtung.

a. Doppel bewehrt. Die Berechnung erfolgt nach den bekannten Formeln für doppelbewehrte Plattenbalken, Nulllinie im Steg.

$$\text{Nulllinienabstand } x = \frac{b d^2 + 2 n [f_{ez} (h - a) + f_{ed} a']}{2 n (f_{ez} + f_{ed}) + b d}$$

$$\text{Abstand der Betondruckkraft } y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}$$

Beton-Druckbeanspruchung

$$M \cdot x$$

$$\sigma_b = \frac{\left( x - \frac{d}{2} \right) d b y + n [f_{ez} (h - a - x)^2 + f_{ed} (x - a')^2]}{x}$$

$$\text{Eisen-Zugbeanspruchung } \sigma_{ez} = \frac{n \sigma_b (h - a - x)}{x}$$

$$\text{Eisen-Druckbeanspruchung } \sigma_{ed} = \frac{n \sigma_b (x - a')}{x}$$

In Abb. 6 sind die Verhältnisse der Abb. 1 beibehalten. Der Innenraum beträgt 24 · 24 cm, die Betonstärke also  $d = 8$  cm. Man erhält mit  $\sigma_b = 40$  kg/qcm,  $x = 13,13$  cm,  $y = 7,7$  cm,  $\sigma_{ez} = 1114$  kg/qcm,  $\sigma_{ed} = 486$  kg/qcm,  $M = 510\,000$  cmkg.

b. Allseitig bewehrt. Wie vorhin unter A soll die Gesamtzugkraft im Eisen Z im Abstand  $h - a - x$  von der Nulllinie und die Gesamtdruckkraft im Eisen  $D_3$  im Abstand  $x - a'$  von der Nulllinie angreifen. Die Ermittlung von  $x$  geschieht wieder nach dem Verfahren von Mörsch (Vergl. Abbildung 2-4). Die Betondruckkraft verteilt sich über die Platte und den Steg. Es soll die Kraft im Steg nicht wie sonst üblich vernachlässigt werden. Die Betondruckkraft in der Platte  $D_1$  sei um  $y_1$  (Abb. 7) von der Nulllinie entfernt.

$$y_1 = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)}$$

$$D_1 = \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} db = \frac{\sigma_b db \left(x - \frac{d}{2}\right)}{x}$$

$$D_2 = \frac{\sigma_b (x-d)^2 d}{x} \quad \text{Die Betondruckkraft im Steg } D_2 = \frac{\sigma_u (x-d) 2d}{x}$$

$$y_2 = \frac{2}{3}(x-d). \quad \text{Mit Bezug auf die Nulllinie wird dann:}$$

$$M = Z \cdot (h - a - x) + D_3 (x - a') + D_1 \cdot y_1 + D_2 \cdot y_2 \quad \text{Haupt-}$$

### Literatur.

Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. Max Mayer. Berlin 1913. Verlag von Julius Springer. Pr. geh. 5,40 M.

Die vorliegende Arbeit behandelt in rein mathematischer Form ein bis jetzt nur spärlich in Veröffentlichungen gestreiftes Gebiet. Man kann sich indessen leicht erklären, warum die Frage des Kosten-Minimums bei den Konstruktions-Elementen des Eisenbetons bisher von Seiten der Konstrukteure fast gar nicht in der Literatur behandelt wurde. Jeder, der sich lange mit dem generellen Entwerfen und dem Veranschlagen von Eisenbeton-Bauten beschäftigt hat, ist wohl über die wirtschaftlich vorteilhaften Trägerformate klar und hat sich in Zweifelsfällen durch Versuchsrechnungen überzeugt. Die so, wenn auch nur empirisch erworbene Kenntnis wird er aber für sich oder seinen geschäftlichen Betrieb erhalten und sich hüten, durch Veröffentlichungen seinen Konkurrenten zu zeigen, wie man am billigsten konstruiert.

Wohl sind einzelne Abhandlungen über das Kosten-Minimum bei Platten und Plattenbalken schon früher erschienen, insbesondere sei hinsichtlich der Unzweckmäßigkeit der Plattenbalken mit ausgenutzter Druck-Spannung des Betons auf die Besprechung der Tabellen-Werke in Jahrg. 1907 der „Mitteilungen“, S. 43, verwiesen.

Die vorliegende Veröffentlichung von Dr.-Ing. Max Mayer behandelt in erschöpfender Weise die Frage des Kosten-Minimums bei Platten mit einfacher, doppelter und kreuzweiser Bewehrung, bei Plattenbalken und bei Biegung mit Achsialkraft. Als Anhang sind Angaben über die Ermittlung der Massen gemacht, wobei die für das Eisen zu machenden Zuschläge für Bügel, Abbiegungen, Haken usw. besonders zu erwähnen sind.

Mit Verwendung der Differentialrechnung ist in allen Fällen der Kleinstwert der Kosten ermittelt, d. h. es sind die Formeln abgeleitet für bestimmte Abmessungen, welche dann bei bestimmten Einzelpreisen der Baustoffe den gesuchten Kleinstwert bedingen. Bei den einfachen auf Biegung beanspruchten Platten wird bei den üblichen Preisen das Minimum bei Ausnutzung der zulässigen Spannungen von Beton und Eisen erreicht, bei den doppelt armierten Platten, wie sie bei Behältern und Silo-Zellen vorkommen, und bei den kreuzweise armierten quadratischen Platten kann bei billigem Betonpreis eine geringere Betonspannung Vorteile bringen.

Bei den Plattenbalken erhält der Verfasser auf Grund bestimmter, praktisch brauchbarer Annahmen für den Hebelsarm zwischen Zug und Druck und für das Träger-

gleichung. Es wird wie unter A:  $Z = \frac{n \sigma_b}{x} [f'_{e1} (h - a_1 - x)$

$$+ f'_{e2} (h - a_2 - x) + f'_{e3} (h - a_3 - x) + \dots] \text{ oder } Z = \frac{n \sigma_b}{x} A,$$

$$f'_{e1} (h - a_1 - x)^2 + f'_{e2} (h - a_2 - x)^2 + f'_{e3} (h - a_3 - x)^2 + \dots$$

$$f'_{e1} (h - a_1 - x) + f'_{e2} (h - a_2 - x) + f'_{e3} (h - a_3 - x) + \dots$$

Aus  $h - a - x$  kann man  $a$  ausrechnen. Ferner:

$$D_3 = \frac{n \sigma_b}{x} [f'_{e1} (x - a'_1) + f'_{e2} (x - a'_2) + f'_{e3} (x - a'_3) + \dots]$$

$$\text{oder } D_3 = \frac{n \sigma_b}{x} A' \quad \text{und}$$

$$x - a' = \frac{f'_{e1} (x - a'_1)^2 + f'_{e2} (x - a'_2)^2 + f'_{e3} (x - a'_3)^2 + \dots}{f'_{e1} (x - a'_1) + f'_{e2} (x - a'_2) + f'_{e3} (x - a'_3)}$$

Mit diesen Werten wird dann die Hauptgleichung:

$$M = \frac{\sigma_b}{x} \left[ n \cdot A (h - a - x) + n A' (x - a') + d b y_1 \left( x - \frac{d}{2} \right) + d y_2 (x - d)^2 \right]$$

Die maximalen Spannungen im Eisen werden:

$$\sigma_{ez \text{ max}} = \sigma_{e1} = \frac{n \sigma_b (h - a_1 - x)}{x} \quad \text{für Zug,}$$

$$\sigma_{ed \text{ max}} = \sigma'_{e1} = \frac{n \sigma_b (x - a'_1)}{x} \quad \text{für Druck.}$$

Legt man die in Abbildung 6 angegebenen Verhältnisse zugrunde, so bekommt man mit  $\sigma_b = 40$  kg/qcm:

$$x = \sim 15 \text{ cm, } y_1 = 11,5 \text{ cm, } y_2 = 4,7 \text{ cm, } h - a - x = 19,63 \text{ cm, } x - a' = 11,46 \text{ cm, } A = 459,6 \text{ cm}^2, A' = 212,15 \text{ cm}^2, \sigma_{ez} = 900 \text{ kg/qcm, } \sigma_{ed} = 500 \text{ kg/qcm, } M = 552\,000 \text{ cmkg.}$$

Die Differenz beider Momente beträgt:

$$\frac{552\,000 - 510\,000}{510\,000} = \frac{42\,000 \cdot 100}{510\,000} = 8,25 \%.$$

Format sehr einfache Formeln für die Trägerhöhe, die man zur praktischen Anwendung in leicht zu benutzende Tabellen ausrechnen könnte.

Die Verhältnisse bei Biegung mit Achsialkraft werden etwas umständlich, weniger infolge von verwickelten Formeln, als wegen der großen Zahl von möglichen Fällen für die Dimensionierung. Hier wird nach wie vor eine Versuchsrechnung, die sich über mehrere Fälle erstreckt, ebenso gute Dienste leisten, auch wenn dabei das mathematische Minimum nicht genau getroffen wird. Dabei ist noch zu bedenken, daß es sich bei Biegung mit Achsialdruck um Rahmen und Gewölbe handeln wird, die in jedem Querschnitt wieder andere  $M$  und  $N$  aufweisen. Man wird es also nicht erreichen, daß in jedem Querschnitt die Abmessungen oder die Armierung der Forderung des Minimums der Kosten angepaßt werden kann. Im diesem Falle wird also noch viel dem praktischen Gefühl des Entwerfenden überlassen bleiben.

Wir betrachten es als ein erfreuliches Zeichen, daß eine Doktorarbeit, wie es die vorliegende Veröffentlichung ist, sich auch einmal in wissenschaftlicher Weise mit den wirtschaftlichen Fragen beim Entwerfen beschäftigt. Daß der Verfasser selbst geübter Konstrukteur ist, zeigt der ganze Inhalt und macht das Buch für die Praxis besonders wertvoll. — M.

### Tote.

Dr. Gustav Leube †. Mit Dr. G. Leube, der am 4. d. M. in Ulm im 77. Lebensjahre gestorben ist, verliert die deutsche Portland-Zement-Industrie einen ihrer Senioren, der frühzeitig an ihrer Entwicklung teilgenommen und an ihr lebhaft mitgewirkt hat, sowohl selbst als Fabrikant, wie als eifriger Mitarbeiter für die Bestrebungen des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, dessen Vorstand er lange Jahre angehört hat und der ihn noch i. J. 1911 an seinem 75. Geburtstag zu seinem Ehrenmitglied ernannt hat. Wir haben damals (Mitteilungen 1911, S. 56) die Verdienste Leubes gewürdigt und ihm noch einen langen beglückenden Lebensabend gewünscht. Er hat sich dessen nicht mehr lange erfreuen sollen. —

Inhalt: Der Neubau der Arndt-Straßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr. — Dreigelenkbogen aus Beton mit großer Spannweite und kleiner Konstruktionshöhe. — Berechnung allseitig bewehrter voller oder hohler rechteckiger Eisenbeton-Querschnitte auf Biegung. — Literatur. — Tote. — Hierzu eine Bildbeilage: Der Neubau der Arndt-Straßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.





EUBAU DER ARNDT-  
STRASSEN-ÜBERFÜH-  
RUNG IN KÖNIGS-  
BERG IN PREUSSEN.

\*\* GESAMTBILD. \*\*

=== DEUTSCHE ===

\*\* BAUZEITUNG \*\*

MITTEILUNGEN ÜBER  
ZEMENT, BETON- UND

\* EISENBETONBAU \*

X. JAHRGANG 1913

\*\*\*\*\* NO. 23. \*\*\*\*\*

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO 24.

### Neuere Rahmen- und Krag-Bauten in Eisenbeton.

Von Wilh. Becker, Bauingenieur in Köln a. Rh.

#### 1. Lokomotivschuppen auf Bahnhof Westerholz.

**S**chon im Jahre 1907, als derartige Konstruktionen noch zu den Seltenheiten gehörten, ließ die städtische Hafenverwaltung zu Dortmund einen Lokomotivschuppen von 3 Ständen in Eisenbeton ausführen. Im Laufe der Zeit ist der dortige Hafenbahnverkehr derart gestiegen, daß die zwischen dem Hafen und den in der Nähe liegenden großindustriellen Werken zu befördernden Rohprodukte nicht mehr mit den vorhandenen Betriebsmitteln bewältigt werden konnten. Die Hafenverwaltung war daher zur Anschaffung einiger neuen Lokomotiven gezwungen, und somit machte sich auch zur Unterbringung derselben die Erweiterung des Lokomotivschuppens um 5 Stände notwendig.

In der Erkenntnis, daß der Eisenbeton für derartige Hallenbauten die praktisch und wirtschaftlich vorteilhafteste Konstruktion ist und daß sich im Inneren nur durch diese Bauweise eine wirklich praktische und großräumige Ausgestaltung ermöglichen läßt, konnte für die städtische Hafenverwaltung für diese Erweiterung kein anderer Baustoff in Betracht kommen. Im Frühjahr 1912 erfolgte die Vergebung dieser Bauausführung auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung.

Da der Erweiterungsbau nach Fertigstellung mit dem älteren Lokomotivschuppen einen gemeinsamen Hallenraum bilden sollte, war die Aufgabe zu lösen, in welcher Weise der Anschluß des Neubaus zweckmäßig zu erfolgen hatte. Um diesem die Möglichkeit eines unabhängigen Setzens zu geben, wurde er mit dem benachbarten Binder des älteren Baues in keinen Zusammenhang gebracht, sondern es wurde zwischen diesem und jenem eine 5 cm breite durchgehende Fuge hergestellt, sodaß die beiden Binder gemeinsam als Doppelbinder wirken. Dieser Grundsatz mußte natürlicherweise auch für die Fundamente durchgeführt werden, weshalb es notwendig wurde, die Fundamente des neuen Binders über die schon vorhandenen hinweg zu stelen, und zwar mit einem nicht zu geringen Hohlraum, damit auch bei etwaigen später eintretenden Senkungen kein Aufsetzen erfolgen könne.

Den Grundriß des Lokomotivschuppens mit Binder-Fundamenten und Arbeitsgruben, welche letztere zur Reinigung und für die vorzunehmenden Reparatur-Arbeiten an den Lokomotiven bestimmt sind, zeigt Abb. 1 a. f. S. Die Binder, deren mittlere Entfernung 5,63 m beträgt, sind für eine Stützweite von 16,6 m als Zweigelenrahmen konstruiert. In Abb. 2 a. f. S. ist der Längsschnitt eines normalen Binders und dessen Eisenbewehrung, sowie die gelenkartige Verbindung der Binderstiele mit den Fundamenten dargestellt und Abbildung 3 zeigt den Dachgrundriß mit dessen Einzelheiten. Die Dachpfetten sind durch-

laufend über die einzelnen Binder hinweg gestreckt und sind auch als durchlaufend berechnet; den Auflager-Momenten wurde Rechnung getragen und diese wurden durch Vouten-Verstärkung sowie durch die aus den Feldern hochgebogenen Eisen-Einlagen aufgenommen. Die Spannungen sind dann für die in diesem Querschnitt vorhandene doppelte Armierung nachgewiesen.

Mit Rücksicht darauf, daß bei Dächern nur eine vollkommen gleichförmige Belastung auftritt, ist die Dachplatte aus den Momenten von  $\frac{p \cdot l^2}{24}$  für die Mittelfelder und  $\frac{p \cdot l^2}{14}$  für die Außenfelder berechnet, und gemäß den amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 auf Mindeststärke von 8 cm gebracht; auch hier sind die Auflager-Momente gleich wie bei den Pfetten entsprechend berücksichtigt. Den Ab-

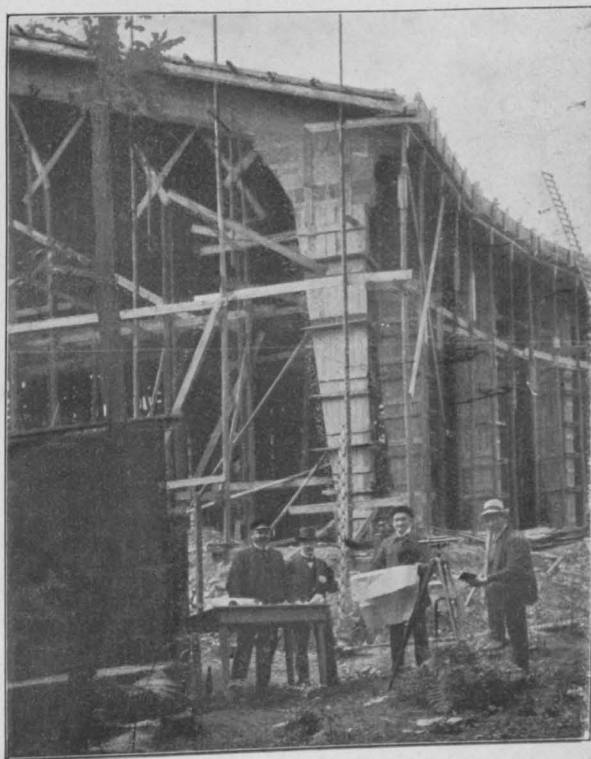


Abbildung 7. Fertige Schalung vor der Betonierung.



schluß der Dachplatte an der Vorder- und Hinterfront bildet eine gleichfalls aus Eisenbeton hergestellte Rinne (Abbildungen 2 und 3).

Die Ausbildung der Binder ist von denen des älteren Baues verschieden; die letzteren sind mit ihren Ständern fest in die Fundamente eingespannt, trotzdem aber als Zweiggelenkrahmen berechnet. Beim Neubau hingegen ist die Konstruktion mit der Berechnung, welche unter der Annahme eines Zweiggelenkrahmens durchgeführt ist, in Einklang gebracht. Das bedeutet einen Fortschritt gegenüber der Konstruktion des älteren Bauwerkes. Eine

Anschließend an die allgemeine konstruktive Besprechung sei noch Einiges über den Arbeitsvorgang erwähnt. Die Schalung für die Binder und Pfetten wurde auf dem Werkplatze maschinell zugeschnitten und die dort fertig gestellten Kasten für die Binder in einzelnen Teilen, wie sich diese am bequemsten verladen ließen, zur Baustelle transportiert, sodaß sie dort nur noch zusammensetzen waren. Abb. 5 u. 6, S. 189, zeigen, wie man mit dem Aufstellen der 10<sup>m</sup> hohen Binder und mit der Verlegung der Dachpfettenschalung beschäftigt ist und Abb. 7, S. 185, die fertige Schalung des ganzen Bauwerkes vor dem Betonieren.

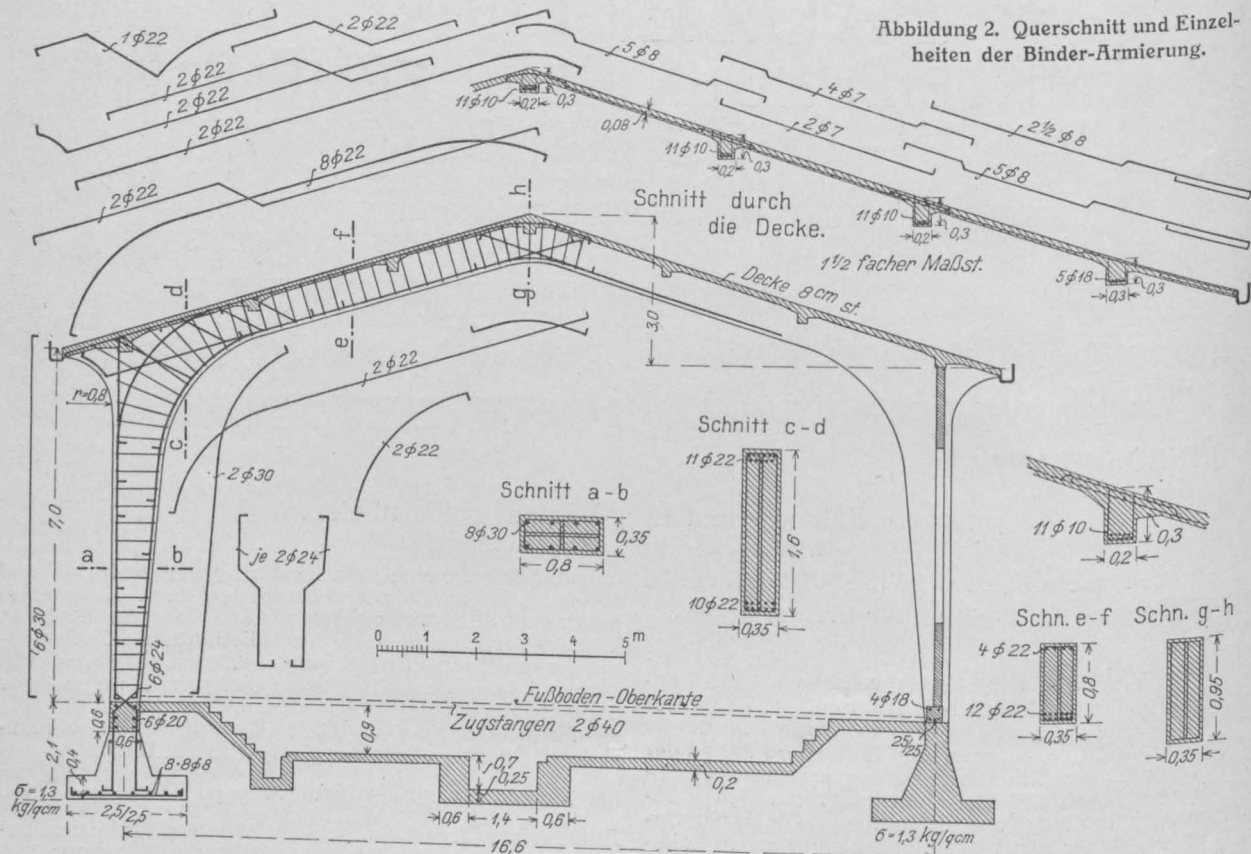


Abbildung 1.  
Fundament-Grundriß.

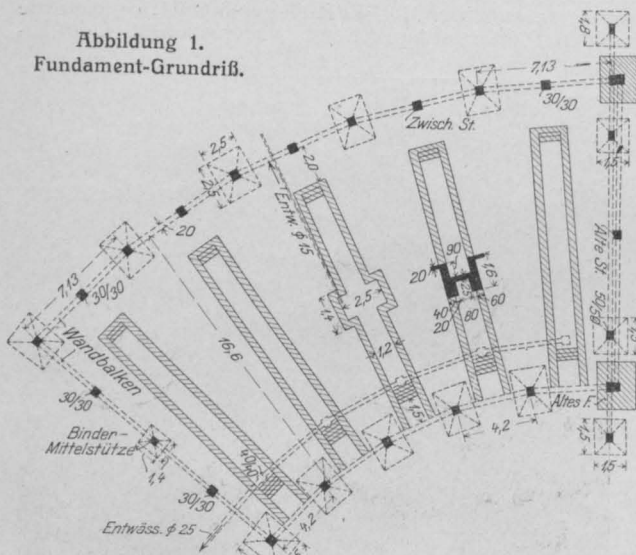
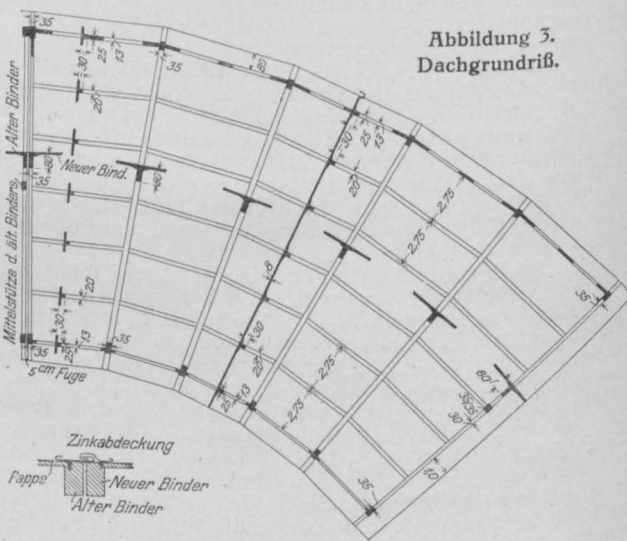


Abbildung 3.  
Dachgrundriß.



Abbildungen 1—3.  
Lokomotivschuppen für die städt. Hafenverwaltung Dortmund im Bahnhof Westerholz.

nachträgliche Gegenüberstellung zeigte bei sonst gleichen Spannungen kleinere Abmessungen als bei der älteren Konstruktion, was durch ein näheres Zusammenrücken der Dachplatten erreicht worden war, wodurch eine gleichmäßigere Lastübertragung auf die Querriegel der Binder gesichert wird. An den Dachplatten wurden die Rauchschlote aufgehängt, wie aus Abbild. 4, S. 189, ersichtlich ist. Die Umfassungswände bestehen aus Eisenfachwerk und ruhen auf rings um die Halle laufenden eisengewehrten Wandbalken, welche zwischen die einzelnen Binderfundamente gespannt, ihre Lasten auf diese übertragen.

Das Betonieren der Binder wurde derart eingeteilt, daß man gleichzeitig an beiden Binderständen einzustampfen anfang und die zur Beobachtung der jetzt schon bereits fertig aufgestellten Eisenbewehrung während des Stampfens noch offen gelassene vierte Seite der Binderstiele mit dem Fortschreiten der Stampfarbeiten zuschalte, das Einstampfen aber ununterbrochen durchführte, sodaß eine in sich geschlossene und einheitliche Konstruktion für den Binder erreicht worden ist.

Die Eisenbetonarbeiten für die eigentliche Hauptkonstruktion wurden in etwa 3 Wochen ausgeführt, wovon

die Schalungsarbeiten wie bei allen derartigen Bauten die größte Zeit in Anspruch nahmen. Mit den Bauarbeiten wurde Ende April begonnen und der Bau war Mitte September einschl. aller Nebenarbeiten fertig gestellt und konnte zu diesem Zeitpunkt seiner Bestimmung übergeben werden.

Zur Verwendung gelangten Rheinkies und Portlandzement für sämtliche Tragkonstruktionen im Mischungsverhältnis 1:5 und für die Binderfundamente 1:7. Schon nach kaum vierwöchentlicher Abbindezeit des Betons wurde das Bauwerk unter Beachtung der erforderlichen Vorsichtsmaßregeln ausgeschalt.

Abbildg. 4, S. 189, zeigt das Innere des Bauwerkes und die in technischer Hinsicht befriedigende Gesamtkonstruktion dieses Hallenraumes. Die Bauleitung erfolgte durch die Hafenverwaltung unter der Oberleitung des Reg.-Baumstrs. Dittmar und der örtlichen Bauleitung des Reg.-Baufhrs. Fuchs. Berechnung und Konstruktion stammten vom Verfasser, der auch mit der verantwort-

## 2. Kragplatte für ein Kinematographen-Theater von 5,3 m Ausladung.

Gleichzeitig mit dem vorgenannten Hallenbau führte dieselbe Firma ein Kinematographen-Theater in Duisburg-Ruhrort aus. Für dieses Bauwerk ist von dem Verfasser, welcher auch hier wieder die Eisenbeton-Ausführungen leitete, die Auskragung einer Zuschauer-Empore für eine Nutzlast von 500 kg/qm bei einer freien Ausladung von 5,3 m konstruiert worden, die im Grundriß und Längsschnitt in Abbildungen 8 und 9 dargestellt ist. Ueber die Abmessungen und Bewehrung geben die einzelnen Querschnitte I bis VI entsprechend Aufschluß.

Das Schwierige und konstruktiv Bemerkenswerte dieser Kragplatte besteht darin, daß eine Gegenreaktion an der Auflagerstelle, also da, wo die Platte ihre Einspannung durchaus verlangt, nicht vorhanden war. Von einer Aufteilung der Platte in einzelnen Kragbalken mußte der Verfasser aus baulichen und teils aus konstruktiven Gründen

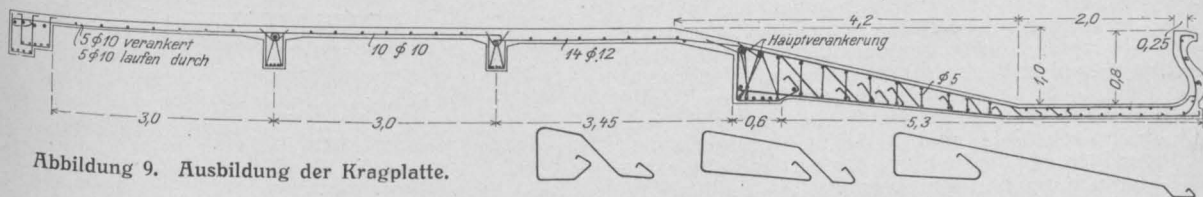


Abbildung 9. Ausbildung der Kragplatte.

lichen Bauleitung von der mit der Ausführung beauftragten Firma Joh. Pollmann zu Duisburg-Meiderich beauftragt war.

Ueber den Gang der Berechnung sei der Vollständigkeit halber hier noch Folgendes wiedergegeben: Bei den Rahmenbindern erfolgte die Untersuchung getrennt für Eigengewicht einschließlich Schnee und für seitlichen Winddruck unter Berücksichtigung einer Temperaturänderung von  $\pm 30^\circ \text{C}$ . Unterhalb Fußbodenhöhe sind die Gelenke angenommen und die Rahmenständer vorsichtshalber für die etwa auftretenden wagrechten Kräfte durch Zugstangen mit einander verankert. Da auf Grund der vorhandenen Gelenke eine lotrechte Lastenübertragung auf die Fundamente stattfindet, ließen sich die Auflagerdrücke ohne weiteres berechnen und Einspannungs-Momente treten daher nicht auf. Zur Berechnung des Horizontalschubes ist die Hilfe der Festigkeits- und Elastizitätstheorie erforderlich. Das Hauptsystem der Binder ist einfach statisch unbestimmt, als unbestimmte Größe wurde der Horizontalschub  $x$  eingeführt und zur Bestimmung der statisch Unbekannten diente der Satz vom Kleinstwert der Formänderungsarbeit.

$$\int M \cdot y \, dx = \frac{2 \cdot f}{l} \int M \cdot x \, dx;$$

Nach entsprechender Umformung dieser Gleichung ergab sich ein Gesamthorizontalschub von 5472 kg. Das größte Maximalmoment im Knickpunkt des Binders beträgt: 8075 200 cmkg. Für die Nulllinien-Berechnung bei Biegung und Achsialdruck diente die Bestimmungs-

$$\text{gleichung } x^3 - 3(a - e')x^2 + \frac{6n}{b}(f \cdot e + f' \cdot e')x -$$

$$\frac{6n}{b}[(h-a)f \cdot e + a f' \cdot e'] = 0.$$

Die Betondruckspannung beträgt hieraus 38 kg/qcm und die Eisenspannung 985 kg/qcm. Im Querriegel beträgt das Moment  $M_{\max} = 4644300 \text{ cmkg}$ .

Für die doppelte Armierung erfolgte die Bestimmung der Nulllinie aus der Gleichung

$$x = \frac{b \cdot d^2 + 2n[f_e \cdot (h-a) + f'_e \cdot a']}{2[n(f_e + f'_e) + b \cdot d]};$$

Die Druckspannung im Beton wurde nach der Gleichung

$$\sigma_b = \frac{\left(x - \frac{d}{2}\right) d \cdot b + n[f_e(h-a-x)^2 + f'_e(x-a')^2]}{M \cdot x}$$

ermittelt und die Eisenspannung in der Zugzone

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b \cdot n(h-a-x)}{x}; \text{ in der Druckzone } \sigma'_e = \frac{\sigma_b \cdot n(x-a')}{x};$$

Die rechnerisch ermittelte Grundfläche der Binderfundamente betrug 6,25 qm, welche einer Bodenpressung von 1,3 kg/qcm entspricht.

Der besseren Druckverteilung wegen und zur Aufnahme des Biegemomentes wurden in dem oberen Teil der Fundamentplatte 10 mm starke Rundeseisen in Entfernung von 10 cm kreuzweise eingelegt.

24. Dezember 1913.

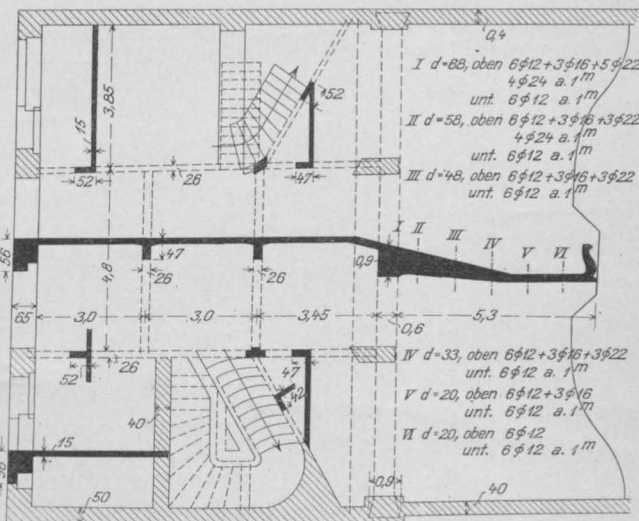


Abbildung 8. Grundriß der Empore in einem Kino.

absehen. Die ganze Empore ist daher als eine einzige Platte ausgebildet. Die Eisenarmierung, wie diese im Längsschnitt eingetragen ist erhielt eine kettenartige Verankerung nach den dahinterliegenden Unterzügen. Die Anzahl der Rundeseisen, welche zur Verankerung dienten wurde jeweilig theoretisch ermittelt und auf diese Weise mit den Zugkräften abnehmend bis zum Frontbalken, welcher zugleich Fenstersturz bildet, geführt. Die Eiseneinlagen für die dahinterliegenden Deckenplatten ließen sich gleichzeitig als Zugeisen für die Verankerung praktisch mit verwerten.

Nach einer achtwöchentlichen Abbindezeit erfolgte auf Veranlassung der Baupolizei-Verwaltung eine Probelastung. Die Kragplatte wurde den min. Bestimmungen entsprechend mit der  $1\frac{1}{2}$ -fachen Nutzlast und dem halben Eigengewicht der Konstruktion belastet. Das Gewicht wurde durch gefüllte Sandsäcke in der Weise aufgebracht, daß man vom freien Ende beginnend die Kragplatte mit Last nach dem Auflager hin besetzte. Dieser Fall, der vor Beginn der Vorstellungen praktisch eintreten kann, ist äußerst ungünstig, aber es wurde dabei ein sehr befriedigendes Ergebnis erzielt. Während der Belastung sind zwei Messungen vorgenommen worden, einmal durch einen an dem freien Ende angebrachten Biegemesser, um die nach abwärts gerichtete Durchbiegung feststellen zu können, und einmal an derjenigen Stelle, an welcher die von der Kragplatte nach oben gerichteten Kräfte aufgenommen werden müssen.

Das Ergebnis nach einer  $3\frac{1}{2}$ -ständigen Belastungsdauer war an dem unten angebrachten Biegemesser 1 mm Durchbiegung, welche wieder nach der Entlastung auf Null zurückging. Die negative Biegung an der Einspannungsstelle des Biegemessers betrug Null. Es war damit der Beweis erbracht, daß es vollkommen gelungen



war, die Einspannung durch eine zweckmäßige Verankerung der Rundenisen zu ersetzen.

Bemerkt sei hierzu noch, daß die Betonierungsarbeiten unter ständiger Kontrolle von dem freien Ende beginnend nach hinten bis zum Frontbalken ununterbrochen unter gehörigem Stampfen des nicht allzu feucht zur Verwendung gebrachten Betons im Mischungs-Verhältnis 1:4 $\frac{1}{2}$  durchgeführt wurden.

Auch die Brüstung der Empore ist in Eisenbeton ausgeführt, was die Anfertigung einer äußerst schwierigen und sauberen Schalung bedingte, denn die Kragplatte

zeigt im Grundriß einen sehr geschweiften Abschluß und die Brüstung selbst ist in der aufgehenden Richtung reich profiliert. Nach Fertigstellung und Ausschalung zeigte diese Brüstung eine saubere und glatte Ansichtsfläche, sodaß jede Nachbesserung der Profile und Kanten entbehrlich wurde.

Was die Herstellungskosten anbelangen, so darf hinzugefügt werden, daß die Kosten für jeden anderen Baustoff bei der Kragplatte sowohl als auch bei der Brüstung trotz der teuren Schalung der letzteren entschieden höher gekommen wären, als diejenigen in Eisenbeton. —

## Die Berechnung von Pfahlrost-Gründungen.

Von Ingenieur Max Buchwald.

**U**eber die Anordnung der Schrägpfähle bei solchen Pfahlrost-Gründungen, die seitliche Kräfte aufzunehmen und auf tiefere Bodenschichten zu übertragen haben, z. B. bei denjenigen von Ufermauern und Brücken-Widerlagern, herrscht vielfach eine gewisse Unsicherheit sowohl in Bezug auf die diesen Pfählen zu gebende Neigung als auch über die erforderliche Anzahl der Schrägpfähle überhaupt. Häufig begnügt man sich damit, einen nach Gefühl und Erfahrung bemessenen Teil der nötigen Pfähle in der Richtung der bei der Standfestigkeits-Untersuchung der Mauer ermittelten Endkraft anzuordnen. Bei dieser immerhin etwas willkürlichen Gestaltung des Unterbaues werden meist Biegungs-Beanspruchungen der Pfähle auftreten, die besser vermieden werden und bei hohem Pfahlrost unter Umständen eine

werden. Die senkrechte Belastung der Pfähle stellt sich bei der gewählten Anordnung wie folgt:

$$\begin{aligned} \text{I. Reihe: } & \frac{2,06 + 1,95}{2} \cdot \frac{90 \cdot 120}{1000} = 21,65 \text{ t} \\ \text{II. } & \frac{1,90 \cdot 80 \cdot 120}{1000} = 18,24 \text{ t} \\ \text{III. } & \frac{1,80 \cdot 80 \cdot 120}{1000} = 17,28 \text{ t} \\ \text{IV. } & \frac{1,70 \cdot 80 \cdot 120}{1000} = 16,32 \text{ t} \\ \text{V. } & \frac{1,65 + 1,54}{2} \cdot \frac{90 \cdot 120}{1000} = 17,23 \text{ t} \\ & P_1 = 75,6 \cdot 1,20 = 90,72 \text{ t} \end{aligned}$$

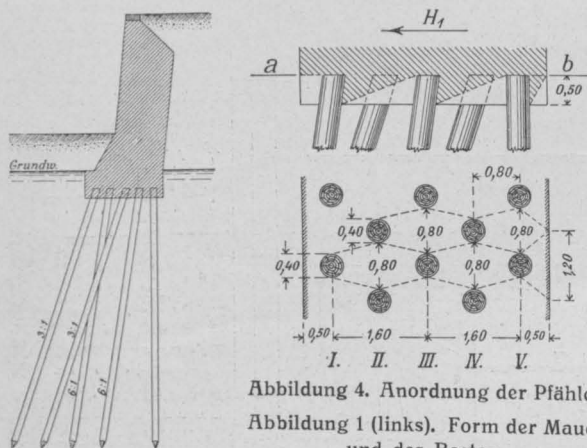


Abbildung 4. Anordnung der Pfähle.

Abbildung 1 (links). Form der Mauer und des Rostes.

ernstliche Gefährdung der Standsicherheit des Bauwerkes im Gefolge haben können.

Das nachstehend beschriebene einfache Verfahren, das den Pfahlrost der Berechnung restlos zugänglich macht, gestattet, entweder die Pfähle den aufzunehmenden Kräften entsprechend so anzuordnen, daß sie nur achsialen Druck erhalten, oder aber nicht auszugleichen- de Seitenkräfte zahlenmäßig zu erfassen, um sie weiterhin bei der Berechnung der Pfähle berücksichtigen zu können. Der Erläuterung dieses Verfahrens ist als Beispiel eine in Abbildung 1 skizzierte Stützmauer aus Beton zugrunde gelegt, die die Pfahlköpfe fest umschließt. Das Material der Pfähle ist für die nachstehende Betrachtung zunächst gleichgültig.

Nach Abbildung 2 wird aus der durch sorgfältige Zusammensetzung von Mauergewicht (unter Berücksichtigung des Auftriebes), von Auflast, Erddruck und etwaigen anderen Seitenkräften festzustellenden Endkraft  $R$  zunächst die Lastverteilung auf die untere Fuge ermittelt nach der bekannten Formel

$$k = \frac{P}{b} \left( 1 \pm \frac{6x}{b} \right)$$

worin  $P$  die senkrechte Seitenkraft von  $R$ ,  $x$  den Abstand derselben von der Mitte und  $b$  die Fugenbreite bezeichnet. In dem dargestellten Beispiel sei  $k_1 = 2,06$  und  $k_2 = 1,54$  kg/qcm errechnet worden. Nach diesen Belastungsangaben, die ohne weiteres auch für die durch die Pfahlköpfe gehende Ebene gelten, kann nun die erforderliche Anzahl und die Verteilung der Pfähle gefunden und im vorliegenden Fall bei Verwendung von Holz etwa nach Abbildung 2 so angeordnet werden, daß sie bei gleicher Stärke eine möglichst gleichmäßige oder sonst eine ihrer Tragkraft entsprechende Belastung erhalten, d. h. es kann Belastung und Pfahlstärke ohne Schwierigkeit in Einklang gebracht

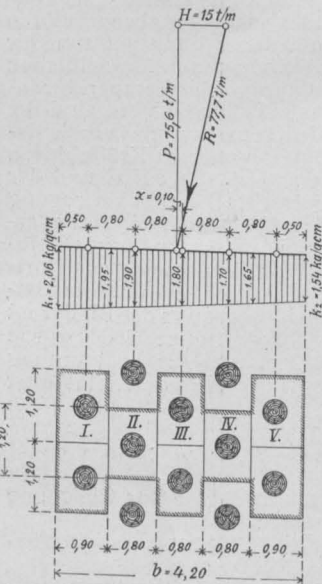


Abbildung 2.

Bestimmung der Lastverteilung auf die untere Fuge.

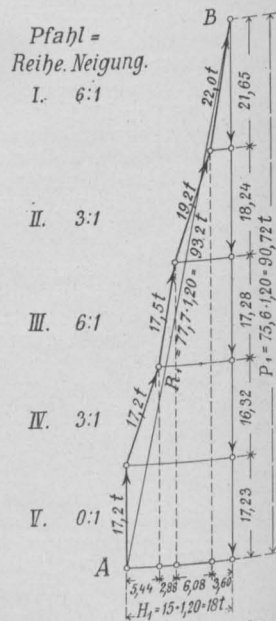


Abbildung 3. Kräfteplan für die Pfahlbelastungen.

Diese senkrechten Belastungen werden nun nach Abbildung 3 maßstabgerecht unter einander aufgetragen und die dadurch erhaltene, auf die Pfahlentfernung von 1,2 m bezogene Kraft  $P_1$  bildet die eine Seite des durch  $R_1$  und  $H_1$  zu vervollständigenden Kräfteplanes für die Pfähle ( $R_1 = R \cdot 1,2$  und  $H_1 = H \cdot 1,2$ ). Zieht man jetzt durch die einzelnen Punkte von  $P_1$  Parallele zu  $H_1$ , so stellen diese Linien die Belastungsgrenzen für die einzelnen Pfähle dar und man erhält ohne weiteres die Neigung (und auch die Belastung) dieser letzteren durch die Innenehlung der für reinen achsialen Druck bestehenden Bedingung, daß der Kraftlinienzug aller Pfähle die Punkte A und B verbinden muß. Die von den einzelnen Punkten des Pfahlkraftzuges zu  $P_1$  gezogenen Parallelen ergeben wieder auf  $H_1$  die auf die einzelnen Pfahlköpfe wirkenden Seitenkräfte, gestatten also die Ermittlung der Schubspannung im umhüllenden Beton sowie der seitlichen Pressung des Pfahlkopfes oder diejenige der Beanspruchung anderer Konstruktionsglieder, wenn solche vorhanden sind. Im vorliegenden Fall kommt als Aufnahmefläche für diesen Schub nach Abbildung 4 die Ebene  $a-b$  in Betracht, und zwar ergeben sich an Scherfläche

für die I., II. und III. Pfahlreihe

$$160 \cdot \frac{40 + 80}{2} - \frac{\pi \cdot 40^2}{4} =$$

rd. 8340 qcm

$$\text{für die IV. Reihe} \quad 80 \cdot \frac{40 + 80}{2} + \frac{80 \cdot 50}{2} - \frac{\pi \cdot 40^2}{2 \cdot 4} = \text{rd. } 6170 \text{ qcm}$$

$$\text{für die V. Reihe} \quad 50 \cdot \frac{40 + 120}{2} - \frac{\pi \cdot 40^2}{2 \cdot 4} = \quad \text{„ } 3370 \text{ „}$$

Die von den Pfählen aufzunehmenden wagrechten Kräfte und damit die Schubspannung im Beton und die seitliche Pressung der Pfahlköpfe stellen sich nach Abb. 3 u. 4 nunmehr wie folgt:

Schubspannung:

I. Reihe:	$\frac{3600}{8340} = 0,43 \text{ kg/qcm};$
II. „	$\frac{6080}{8340} = 0,73 \text{ „}$
III. „	$\frac{2880}{8340} = 0,35 \text{ „}$
IV. „	$\frac{5440}{6170} = 0,88 \text{ „}$
V. „	$\frac{0}{3370} = 0 \text{ „}$

Druck am Pfahlkopf:

I. Reihe:	$\frac{3600}{40 \cdot 50} = 1,80 \text{ kg/qcm}$
II. „	$\frac{6080}{40 \cdot 50} = 3,04 \text{ „}$
III. „	$\frac{2880}{40 \cdot 50} = 1,44 \text{ „}$
IV. „	$\frac{5440}{40 \cdot 50} = 2,72 \text{ „}$
V. „	$\frac{0}{40 \cdot 50} = 0 \text{ „}$

Die Anordnung der Schrägpfähle ist nach Vorstehendem innerhalb der gegebenen Grenzen beliebig und hat, wie Abbild. 1 zeigt, in üblicher Weise mit Rücksicht auf gleichmäßige Lastverteilung auf den Untergrund zu geschehen.

Wie schon eingangs bemerkt, wird es nicht immer möglich sein, die Seitenkräfte in der einen oder anderen Richtung durch die Neigung der Pfähle vollständig auszugleichen. Hierbei sind die folgenden beiden Fälle möglich, die unter Umständen auch zusammen treffen können:

1. Ein Teil der Seitenkräfte tritt nur vorübergehend auf, wie Verkehrslast, Bremskräfte bei Eisenbahnbrücken usw.

2. Die örtlichen Verhältnisse gestatten es nicht, die Neigung der Pfähle so zu wählen, daß sie den gesamten Seitenschub achsial aufzunehmen und auf den Untergrund zu übertragen vermögen.

In ersterem Falle ist die Neigung der Pfähle den größten auftretenden Seitenkräften entsprechend anzuordnen und die hinterste Reihe derselben ist, wie in dem oben behandelten Beispiel, senkrecht zu stellen. Diese Pfahlreihe im Verein mit dem passiven Erddruck, dem Widerstand der Hinterfüllung, gewährleistet in allen Fällen die Standfestigkeit des Bauwerkes auch in entlastetem Zustand, und eine Untersuchung derselben nach dem erläuterten Verfahren wird ergeben, daß infolge der veränderten Pfahlbelastung in der Regel keine oder nur geringe rückwärts wirkende Seitenkräfte von der Hinterfüllung aufzunehmen sind.

Im zweiten Falle gibt ein nach Abbildung 3 verzeichnetes Kräfteck zahlenmäßig die nicht ausgeglichene Horizontalkraft an. Diese Seitenkraft beansprucht die Pfähle auf Biegung und muß bei der Berechnung derselben berücksichtigt werden. Da Pfähle im Allgemeinen nennenswerte Biegungskräfte nur bei kurzer freier Länge aufnehmen vermögen, so kann eine solche Berechnungsweise, bei der eine gleichmäßige Verteilung des Schubes

auf die in Betracht kommenden Pfähle anzunehmen sein wird, also nur bei festem, seitlich nicht ausweichendem Boden zum Ziele führen. Bei weichem Boden, wie Schlick, Moor und dergl., muß zur Erreichung der Standfestigkeit des Bauwerkes dann die Bockkonstruktion, also die Anordnung von rückwärtigen Zugpfählen, in Anwendung kommen, deren Behandlung nach dem beschriebenen



Abbildung 6. Aufstellung der Pfetten-Schalung des Lokomotiv-Schuppens.

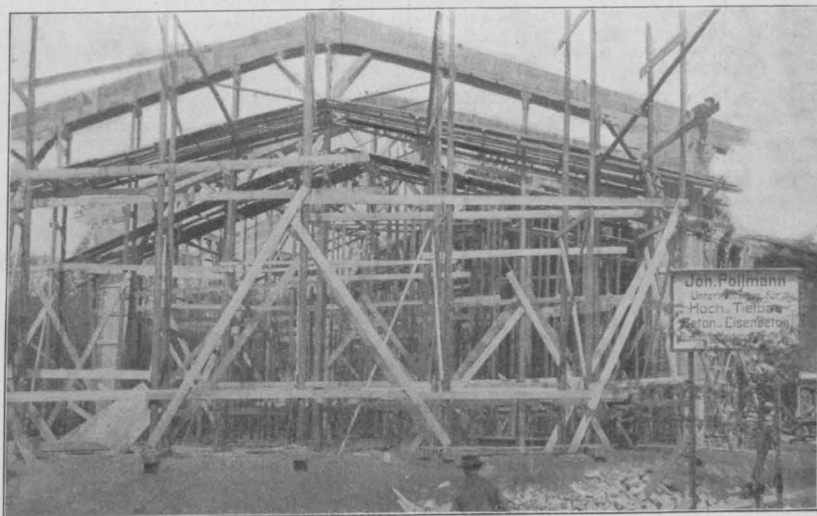


Abbildung 5. Aufstellung der Binder-Schalung (Lokomotiv-Schuppen).



Abbildung 4. Blick in den fertigen Lokomotiv-Schuppen.  
Neuere Rahmen- und Krag-Bauten in Eisenbeton.

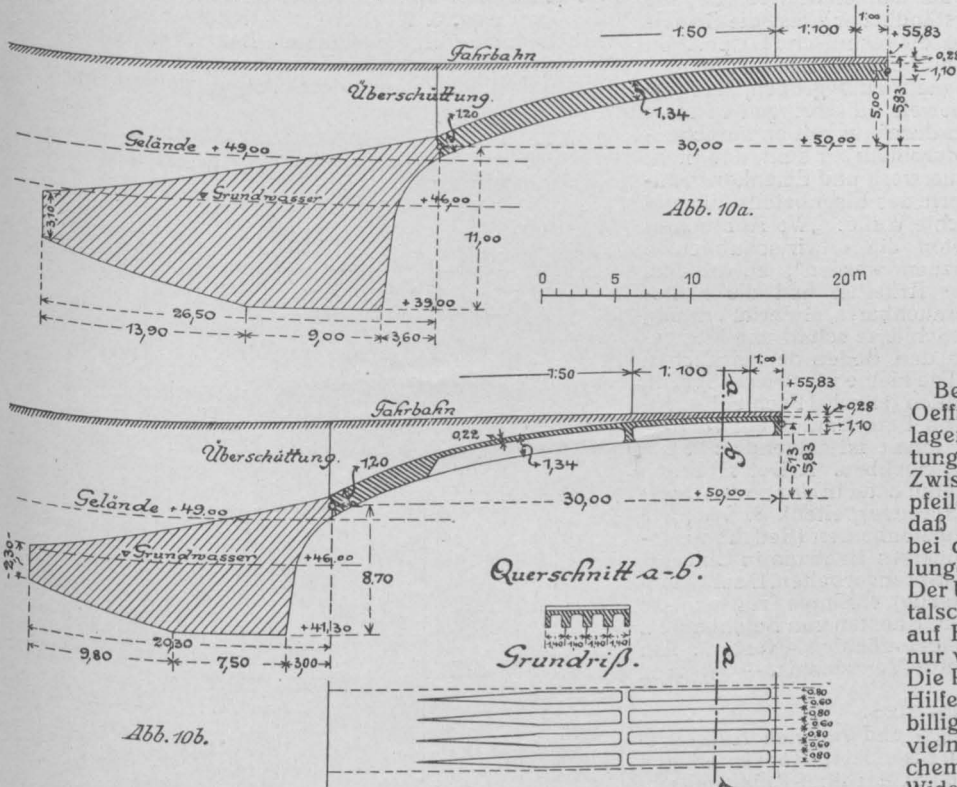
Verfahren einem zweiten Aufsatz vorbehalten bleibt. Auch die Anwendung von Erdankern kann unter Umständen nötig werden, sie ist jedoch weniger empfehlenswert, als die eben genannte Lösung. —





Zur Erläuterung des Unterschiedes in den Herstellungskosten sollen zwei Beispiele dienen, eines mit einem vollen Gewölbe aus Stampfbeton und eines mit einem Gewölbe aus Eisenbeton mit Aussparung. Die Abmessungen sind bei beiden so gewählt worden, daß sie statisch völlig gleichwertig sind; ebenso sind für die Preisberechnung ganz gleiche Annahmen gemacht. Die Abmessungen der Konstruktionen gehen aus Abbildungen 10a und b hervor und die folgende Zusammenstellung gibt eine Uebersicht über die weiteren Konstruktions-Bedingungen und die größten Spannungen:

	Gewölbe aus Stampfbeton	Gewölbe aus Eisenbeton	Bemerkung.
Verkehrslast in ungünstigster Stellung . . . . .	700 kg/qm	700 kg/qm	
Größter Horizontalschub . . . . .	438 t	340 t	} auf 1 m Gewölbetiefe
Größter Kämpferdruck . . . . .	478 t	376 t	
Zulässige Spannung im Beton . . . . .	50 kg/qcm *)	50 kg/qcm *)	*) mit Rücksicht auf die Spannweiten zulässig
Spannung im Eisen . . . . .	—	1000 kg/qcm	
Erreichte größte Spannung im Beton . . . . .	49,8 kg/qm	48,3 kg/qcm	
Spannung im Eisen . . . . .	—	915 kg/qcm	
Größte Bodenpressung . . . . .	4,69 kg/qcm	4,54 kg/qcm	



Vergleich zwischen massivem und ausgespartem Gewölbe bei gleichen Voraussetzungen.

Es sei noch bemerkt, daß das Scheitelgelenk bei dem Gewölbe aus Eisenbeton etwas höher liegt, als bei der anderen Konstruktion, weil es im Schwerpunkt des plattenbalkenartigen Gewölbe-Querschnittes angreifen muß. Bei der vergleichenden Preisberechnung sind die Kosten für die Fahrbahnbefestigung, die Ueberschüttung, die Stirnmauern und das Lehrgerüst nicht berücksichtigt worden, weil sie für beide Beispiele fast gleich sind. Die Kosten beziehen sich auf 1 m Gewölbetiefe und stellen sich, wie folgt:

	Gewölbe aus Stampfbeton			Gewölbe aus Eisenbeton		
	Anzahl	Einh.-Preis M.	Ges.-Preis M.	Anzahl	Einh.-Preis M.	Ges.-Preis M.
Bodenaushub cbm . . . . .	555	2,50	1388	329	2,10	691
Wälzgelenke aus Beton cbm . . . . .	7,5	100	750	5,5	100	550
Bolzengelenk aus Eisen im Scheitel t . . . . .	—	—	—	1,2	250	300
Gewölbe cbm . . . . .	71	25	1775	50	30	1500
Rundisen 100 kg . . . . .	—	—	—	42	23	966
Widerlager cbm . . . . .	375	22,50	8438	224	22,50	5040
Wasserhaltung ohne Spundwände . . . . .	—	—	1570	—	—	720
Zusammen :			13921			9767

Die Ausführung mit einem Gewölbe aus Eisenbeton kostet in Bezug auf Gewölbe und Widerlager  $\frac{9767}{13921} = 70\%$

von der mit einem Gewölbe aus Stampfbeton. Die Verhältnisse dürften für den Eisenbeton noch wesentlich günstiger werden, wenn für die Gründung der Brücken Spundwände nötig werden.

Der Vergleich zeigt aber auch, daß das Gewölbe aus Eisenbeton infolge der Eiseinlagen teurer wird, als das aus Stampfbeton. Die ganze Ersparnis liegt also in den Gründungsarbeiten, woraus sich ohne weiteres die Schlüsse für das Verwendungsgebiet der Gewölbe mit Aussparung ziehen lassen.

Wenn die Brücken der gewählten Beispiele 10 m breit wären, würden Gewölbe und Widerlager einmal 139210 M. und das andere Mal 97670 M. kosten, ein Unterschied, welcher in vielen Fällen gegenüber einer Eisenkonstruktion den Ausschlag zugunsten der massiven Konstruktion zu geben vermag.

Beim Bau des Ems-Hannover-Kanales, der ungefähr vor vier Jahren begonnen wurde, lagen die Verhältnisse für den Bau von massiven Brücken im Allgemeinen ungünstig; durch die Anwendung der Konstruktion des Gewölbes mit Aussparung, die der Verfasser damals in Vor-

schlag brachte, wurde es jedoch ermöglicht, daß an mehreren Stellen anstatt der Eisenkonstruktion ein massives Gewölbe in Eisenbeton zur Anwendung gelangte. \*)

Aus den zwei Beispielen für den Dreiecksbogen mit der Gegenüberstellung ihrer Kosten geht hervor, daß bei Anwendung der Aussparung das Gewölbe in Eisenbeton teurer wird als das in Stampfbeton, und daß die Ersparnis in den Widerlagern liegt.

Bei Brücken mit zwei und mehr Öffnungen verlieren die Widerlager entsprechend an Bedeutung zugunsten der Gewölbe und Zwischenpfeiler. Die Zwischenpfeiler sind so zu konstruieren, daß sich die Horizontalschübe bei den ungünstigsten Laststellungen möglichst ausgleichen. Der Unterschied in den Horizontalschüben, welcher die Pfeiler auf Biegung beansprucht, rührt nur von den Verkehrslasten her. Die Pfeiler lassen sich also mit Hilfe der Aussparung nicht verbilligen. Eine Verbilligung hängt vielmehr nur davon ab, in welchem Verhältnis die Kosten der Widerlager zu den Kosten der übrigen Bauteile stehen. Es treten jedoch Fälle ein, in denen es

darauf ankommt, eine Mittelloffnung mit Rücksicht auf örtliche Verhältnisse besonders groß zu machen, während die Spannweiten der Seitenöffnungen nach den geringsten Kosten zu bestimmen sind. Dann wird die Mittelloffnung durch zwei Pfeiler gestützt, welche auch durch den Unterschied in den Horizontalschüben aus Eigengewicht auf Biegung beansprucht werden, und es kann dann für das Mittelloffnung die Aussparung mit Erfolg verwandt werden. Die Gründung der Mittelpfeiler ist meist recht kostspielig, und eine Ersparnis an dieser Stelle kann die etwaigen Mehrkosten für das Mittelloffnung leicht übersteigen.

Aus dem Wesen des Gewölbes mit Aussparung geht hervor, daß es am Scheitel flacher und am Kämpfer steiler ist als ein volles Gewölbe. Dieser Umstand gewinnt an Bedeutung, wenn die Aufgabe gestellt wird, eine Brücke mit einer Öffnung bei beschränkter Bauhöhe herzustellen, für deren Leibungslinie ein bestimmter Punkt in der Nähe der Kämpfer, welcher höher liegt als die normale Leibungslinie, maßgebend ist. Das Gewölbe ist dann am Kämpfer auszuschneiden. Diese Forderung wird da gestellt, wo für den Verkehr unter der Brücke, welcher an den Kämpfern vorbeiführt, z. B. bei Treidelwegen oder Uferstraßen, besondere Lichtmaße erforderlich sind. Für die Lösung dieser Aufgabe in massiver Konstruktion kommt allein der Eisenbeton in Frage, und es ist ohne weiteres

\*) Vergl. „Mittellungen“ Jahrg. 1913, No. 6, S. 46 und No. 8, S. 58.



ersichtlich, daß sich ein Gewölbe mit Aussparung, welches durch seine Form schon an und für sich der gestellten Forderung entgegenkommt, hierfür am besten eignet.

Wenn zu einer Brücke Rampen heraufführen und in deren Nähe Gebäude oder wertvolle Grundstücke liegen, wird häufig die Forderung der geringsten Konstruktionshöhe für die Brücke gestellt. In diesem Fall kann eine Brücke, deren Gewölbe unter der Fahrbahn liegt, nicht mehr in Frage kommen, und es muß zu einer Lösung mit Hauptträgern über der Fahrbahn gegriffen werden.

Bei großen Öffnungen kommt für massive Ausführung nur der Bogen in Betracht, an welchem die Fahrbahn angehängt ist. Diese Lösung ist durch den Eisenbeton ebenfalls ermöglicht worden und mehrfach ausgeführt.

Bei der Auswahl des Systems ist darauf zu achten, daß sich der Eisenbeton auf Zug und Druck nicht so verhält, wie das Flußeisen, in dem bisher derartige Brücken meist gebaut wurden. Ein statisch unbestimmbares System ist nur am Platz, wo der Baugrund durchaus sicher ist; die Konstruktionshöhe des Bogens kann ja so günstig

wie möglich gewählt werden. Aber nicht nur der Bogen, sondern auch die Fahrbahn ist so anzuordnen, daß sie keine Risse erhält; daher wird sie, sowohl wenn der Bogen statisch unbestimmbaar, als auch wenn er statisch bestimmbar ist, unter dem Scheitel und über den Kämpfern durchschnitten. Wenn sie den auf sie wirkenden Winddruck unmittelbar auf die Kämpfer übertragen soll, kann sie unter dem Scheitel so durchschnitten werden, daß sie in senkrechter Richtung keine Biegemomente, in wagrechter Richtung jedoch die vom Winddruck herrührenden Momente aufnehmen kann.

Die beiden Bogenträger sind durch biegezugsfest verbundene Querriegel im steifen Rahmen zu verbinden, damit sie den Winddruck auf die Widerlager übertragen können.

Diese Eisenbetonbrücken mit angehängter Fahrbahn können im Preise im allgemeinen nicht mit den entsprechenden Konstruktionen aus Flußeisen in Wettbewerb treten, es sei denn, daß auf den Fortfall der Unterhaltungskosten oder auf die architektonische Wirkung besonderer Wert gelegt wird. —

## Literatur.

Ernst Schick, Dipl.-Ing. Der Abbruch von Beton- und Eisenbetonbauten. Eine technisch-wirtschaftliche Studie. Berlin 1913. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. 1,20 M.

Der Verfasser hat sich der dankenswerten Aufgabe unterzogen, in allgemein verständlicher Weise die Grundlagen für die Kalkulation und die technische Disposition von Beton- und Eisenbeton-Abbrucharbeiten zu untersuchen. Seine Arbeit ist um so mehr zu begrüßen, als er an Hand von Beispielen den Beweis zu erbringen vermag, daß solche Abbrucharbeiten durchaus mit entsprechendem wirtschaftlichen Erfolg durchführbar sind und nicht teurer sind, als bei Ziegelmauerwerk und Eisenkonstruktion. Damit wird den Gegnern des Eisenbetons die gefährliche und viel mißbrauchte Waffe: „Wo Abbruch in Frage kommt, ist Eisenbeton die unwirtschaftlichste Bauweise und muß vermieden werden“, entzogen. Schick hat die Praxis dieser Arbeiten und die bisherige Literatur, soweit sie brauchbares Material enthält, sorgfältig studiert und seine Schlüsse scharf und klar gezogen, ohne bei Ausblicken den Boden der wirklichen Möglichkeiten zu verlieren. Die kleine illustrierte Schrift, die auch dem Laien verständlich ist, wird Fachleuten, Industriellen und Besitzern von Betonbauten ein vorzüglicher Berater werden. Der Inhalt ist folgender: 1. Die Abbrucharbeit im modernen Hochbau. 2. Der Abbruch von Stampfbeton (Stampfbetonpflaster in Hannover, Dresden, Düsseldorf, Berlin — Sprengarbeiten). 3. Beispiele für den Abbruch von Eisenbetonbauten (Redaktionsgebäude in Baltimore, vierstöckiges Gebäude in Chicago, Decken, Straßenüberführung, Sprengarbeiten, Eisenbeton-Unfälle, Schuppen, Kohlenwäsche). 4. Einige Tragschlüsse in der Beurteilung der Abbruchkosten von Betonbauten. 5. Der Abbruch von Eisenbetonbauten (Kosten). Am Schluß findet sich ein Literatur-Verzeichnis. — Dr. Ni.

## Vermischtes.

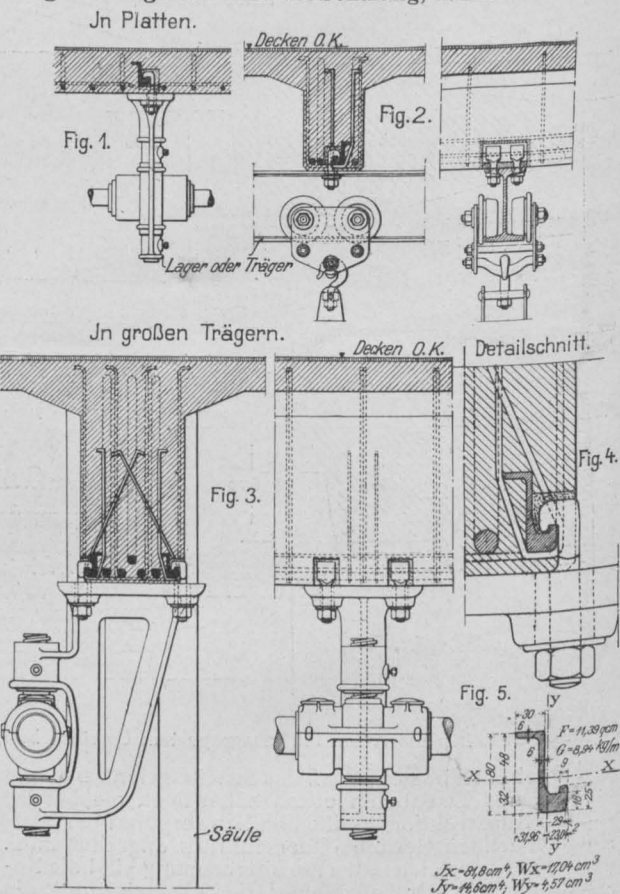
**L-Schiene als Armierungs- und zugleich Aufhänge-Eisen für Eisenbeton.** Bei den Eisenbeton-Konstruktionen im modernen Fabrikbau, auch Schlachthof-Anlagen usw., besteht bekanntlich ein großer Nachteil gegenüber den Eisen- und Holzkonstruktionen darin, daß eine Befestigung von Lasten aller Art und Größe, z. B. Transmissionen, Vorgelege, eiserne Träger für Hängebahnen, Laufkatzen, Flaschenzüge, Rohrleitungen, elektrische Leitungen usw., ohne vorherige Disposition nur schwierig, umständlich und nur mit großen Kosten vorgenommen werden kann.

Diesen empfindlichen Mangel beseitigt die L-Schiene. Sie wird aus Flußeisen nach Normal-Längen hergestellt. Ihrer Lage nach und auf Grund ihres massiven Querschnittes ersetzt die ganz innerhalb des Betons liegende L-Schiene vollwertig einen Teil der erforderlichen geraden Bewehrungsseisen und dient ihrer Profilierung sowie der Verteilung ihrer Massen im Querschnitt nach gleichzeitig als vollwertiges Aufhänge-Eisen. Ein mit der L-Schiene ausgeführter Bau gestattet also an allen Trägern ohne vorherige Disposition an jeder beliebigen Stelle der Schiene Aufhängungen von Lasten aller Art in jeder Größe.

Zwecks Einhängung der hierzu erforderlichen Hakenschauben bedarf es nur einer kleinen, der Hakengröße entsprechenden und sehr leicht vorzunehmenden Freilegung der L-Schiene. Die freigelegte Stelle wird nachträglich wieder mit Zement verputzt. Ist eine Disposition im Voraus möglich, so werden an den Aufhängestellen kleine, die Schiene zugleich haltende Holzprismen mit einbetoniert, welche zum Zwecke der Einhängung der Hakenschaube nur wieder auszustemmen sind.

Die Abbildungen 1—5 zeigen die im In- und Auslande zum Patent angemeldete L-Schiene mit allen Einzelheiten.

Die Vorteile der L-Schiene sind kurz folgende: 1. Vorherige Disposition unnötig, somit keine Bauverzögerungen. 2. Größter Spielraum zwecks Einstellen der Transmissionen usw. 3. Wegfall der Säulenlager und daher einheitliche und gering ausladende Lager. 4. Beibehaltung der bisherigen bewährten Anordnung, sowohl der Armierung und Bügel als auch der Schalung, daher keine Neue-



rung für die Bauarbeiter. 5. Keine weitere Bearbeitung der Schiene, daher rascheste Verlegung. 6. Einheitliches Profil sowohl in Platten als auch in Neben- und Haupt-Trägern, und zwar in einfacher und doppelter Lage. 7. Keine Störung des architektonischen Aussehens und keine Möglichkeit zur Staubansammlung. 8. Denkbar einfachste, solideste Verankerung mittels des oberen Flansches und einiger die Schiene unmittelbar umschließenden Bügel. 9. Äußerste Wirtschaftlichkeit der Schiene auf Grund der Vereinigung vorstehend angeführter Vorteile, insbesondere aber wegen ihrer Eigenschaft als vollwertiges Armierungsseisen, sodaß sie in der Eigenschaft als Aufhänge-Eisen keine Kosten verursacht. —

Baurat P. J. Manz, Architekt in Stuttgart.

Inhalt: Neuere Rahmen- und Krag-Bauten in Eisenbeton. — Die Berechnung von Pfahlrost-Gründungen. — Dreigelenkbogen aus Beton mit großer Spannweite und kleiner Konstruktionshöhe. (Schluß.) — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.